بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمركز بحوث علمي

فريق العمل

مجلي محمود مر جهاد محمد الهريني محمد فرحان الهروش

إشراف

م. سفيان الترك .

فلسطين – الخليل

ايار - ٢٠١١م

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمركز بحوث علمي

فريق العمل

مجلي محمود مر جهاد محمد الهريني محمد فرحان الهروش

إشراف :

م. سفيان الترك .

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

ايار – ٢٠١١م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمركز بحوث علمي

فريق العمل

مجلي محمود مر جهاد محمد الهريني محمد فرحان الهروش

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. سفيان الترك	م. خليل كرامة
.....	.....

أيار - ٢٠١١ م

الإهـــداء

إلى .... المعلم الأول سيد البشرية .... رسولنا محمد بن عبدالله [ε] .

إلى .... من هم أحق منا بالحياة إلى ...... الشهداء .

إلى .... الأسود الرابضة خلف القضبان إلى ...... إلى من كسروا قيد السجان إلى .... الأسرى .

إلى .... أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى ...... أبي العزيز .

إلى .... نبع العطاء وسيل الحنان إلى ...... أمي العزيزة .

إلى .... عنوان سعادتي إلى ...... إخوتي الأعزاء .

إلى .... هبة السماء إلى ...... أصدقائي الأوفياء .

إلى .... الشموع المحترقة لإنارة الدرب إلى ...... أساتذتي .

إلى .... من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار ...... زملائي وزميلاتي .

إلى .... منهل العلم إلى ...... جامعتي .

إلى .... من أحبني وأحببته.

نهدي هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري .

إلى المشرف على هذا البحث المهندس ....سفيان الترك .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

خلاصة المشروع

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمركز بحوث علمي .

فريق العمل

مجلي محمود مر محمد فرحان الهروش جهاد محمد الهريني

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٠م

إشراف

م.سفيان الترك

بتمثل هدف المشروع في التصميم الإنشائي لجميع العناصر الخرسانية والمعدنية التي يحتويها ، من عقدات وجسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الأخرى.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إليه وذلك لافتقاد الوطن لمثل هذه المؤسسات العلمية التي لا يخفى دورها في تطور المجتمع ورقيه في جميع المجالات .

يتكون المشروع من خمسة طوابق تبلغ مساحة الطابق تقريبا (٥٠٠م^2) ومساحة إجمالية تقريبا (١٠٠٠م^2) بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات ابتداء من الطابق الأرضي الذي يحتوي على قاعة عامة للاجتماعات والمؤتمرات العلمية بالإضافة لمركز الاستقبال . أما بقية الطوابق فتحوي على مختبرات وقاعات تدريس موزعة معماريا بشكل جيد .

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحميل الأحمال الحية ولتحديد أحمال الزلازل واستخدام (U.B.C 97) أما بالنسبة للتحليل الإنشائي تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ولا بد من الإشارة إلى تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل AUTOCAD 2007,ETABS,SAFE, OFFICE ATIR, وغيرها .

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر المختلفة للمبنى كاملا.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره خلصنا إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الأخرى، و عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

والله ولي التوفيق.

Structural Design for Structural Design and Details of research center

Prepared by

Mjalee mur mohammad alhruosh jehad horiny

Palestine Polytechnic University -2010

Supervisor
Eng .Sufian Alturk

Abstract

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of research center.

This building consists of five floors and it contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure and composite steel-concrete structure.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

In this project many useful previous studies and projects and used them as guidelines to help through project, such as old graduation projects and civil engineering studies.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, where ACI_318- 02 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2008, Atir, and Office2007, Etabs,Safe…etc.

By the end of this project, the structural design for structural elements in this building is done

Table of Contents

الفهرس

رقم الصفحة

صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
الفهرس	viii
List of Abbreviations	xii
فهرس الجداول	xiv
فهرس الأشكال	xv

الفصل الأول	المقـدمـة	رقم الصفحة
١-١	مقدمة	١
١-٢	نظرة عامة	٢
١-٣	مشكلة المشروع	٣
١-٤	أسباب اختيار المشروع	٣
١-٥	أهداف المشروع	٤
١-٦	خطوات المشروع	٥
١-٧	نطاق المشروع	٥
١-٨	حدود المشروع	٦
١-٩	وصف المشروع	٧

الفصل الثاني	**الوصف المعماري**	
٢-١	مقدمة	٨
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٩
٢-٣	موقع المشروع	١٠
٢-٤	أهمية الموقع	١١
٢-٥	حركة الشمس والرياح	١١

٦-٢	عزل الصوت	١٢
٧-٢	توزيع عناصر المشروع	١٢
	٢. ٧. ١ الطابق الأرضي	١٢
	٢. ٧. ٢ الطابق الأول	١٣
	٢. ٧. ٣ الطابق الثاني	١٤
	٢. ٧. ٤ الطابق الثالث	١٥
	٢. ٧. ٥ الطابق الرابع	١٦
٨-٢	النواحي المعمارية للمشروع	١٧
	٢. ٨. ١ العناصر المعمارية	١٧
٩-٢	الواجهات	٢٠
	٢ .٩. ١ الواجهة الشرقية	٢٠
	٢ .٩. ٢ الواجهة الشمالية	٢١
	٢ .٩. ٣ الواجهة الجنوبية ٢١	٢١
	٢.٩.١ الواجهة الغربية	٢٢

الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
١-٣	مقدمة	٢٣
٢-٣	هدف التصميم الإنشائي	٢٤
٣-٣	الدراسات النظرية و التحليل و طريقة العمل	٢٤
٤-٣	الاختبارات العملية	٢٥
٥-٣	الأحمال	٢٥
	٣.٥.١ الأحمال الرئيسية المباشرة ٢٦	٢٦
	٣.٥.٢ الأحمال الثانوية غيرالمباشرة ٢٦	٢٦
	٣.١.٥.١ الأحمال الميتة	٢٧
	٣.١.٥.٢ الأحمال الحية	٢٨
	٣.١.٥.٣ الأحمال البيئية	٢٩
	٣.٢.٥.١ أحمال الانكماش والتمدد	٣٣
٦-٣	العناصر الإنشائية	٣٣
	٣.٦.١ العقدات	٣٤

	١.١.٦.٣ العقدات المصمتة	٣٥
	٢.١.٦.٣ العقدات المفرغة	٣٦
	٢.٦.٣ الجسور	٣٨
	٣.٦.٣ الأعمدة	٣٩
	٤.٦.٣ جدران القص	٤١
	٥.٦.٣ فواصل التمدد	٤٢
	٦.٦.٣ الأساسات	٤٢
	٧.٦.٣ الأدراج	٤٤
	٨.٦.٣ الجدران الإستنادية	٤٥
٣-٧	البرامج المستخدمة	٤٦

Chapter Four **"Structural Analysis and Design"**

4-1	Introduction	**47**
4-2	Factored loads	**48**
4-3	Slabs thickness calculation	**48**
4-4	Load Calculations (T Section) :-	**48**
4.5	Design of Topping	**49**
4.6	Design of Ribs	**50**
4.7	Design of Beam	**62**
4.8	Design of one way solid slab	**87**
4.9	Design of two way ribbed slab	**93**
4.10	Design of stair	**98**
4.11	Design of column	**101**
4.12	Design of isolated footing	**105**

٤.١٣	Design of basement wall	119
	Design of steel structure	
4.14		126
4.15	Design of composite beam	127
	Design of steel column in min position (01)	130
4.16	Design of steel column in max position(02)	
4.17	Design of plate under steel column	132
4.18	Design of connection between composite beam and column	136
4.19		140
4.20	Design of bracing system in min position	141
4.21	Design of bracing system in max position	143
4.23	Design of profile in the foundation	149

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_s^{`}}$ **=** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.

- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **$f_c^{`}$** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

- ε_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	**8**
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	41
2-3	الأحمال الحية في المباني المختلفة	43
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	44

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة

٢-١	مخطط موقع المبنى	١٠
٢-٢	حركة الشمس و الرياح	١٢
٢-٣	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	١٣
٢-٤	المسقط الأفقي للطابق الأول	١٤
٢-٥	المسقط الأفقي للطابق الثاني	١٥
٢-٦	المسقط الأفقي للطابق الثالث	١٦
٢-٧	المسقط الأفقي للطابق الرابع	١٧
٢-٨	المصاعد الكهربائية	١٩
٢-٩	قطاع جانبي يمر في الدرج الرئيسي	١٩
٢-١٠	الواجهة الغربية	٢٠
٢-١١	الواجهة الشمالية	٢١
٢-١٢	الواجهة الجنوبية	٢٢
٢-١٣	الواجهة الشرقية	٢٢
٣-١	رسم توضيحي لكيفية انتقل الأحمل	٢٦
٣-٢	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	٣٢
٣-٣	تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	٣٢
٣-٤	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	٣٤
٣-٥	عقدة مصمتة باتجاه واحد	٣٥
٣-٦	عقدة مصمتة باتجاهين	٣٦
٣-٧	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٧
٣-٨	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٧
٣-٩	أشكال الجسور	٣٨
٣-١٠	يبين أنواع الأعمدة المستخدمة	٤٠
٣-١١	جدار القص	٤١
٣-١٢	شكل الأساس المفرد	٤٣
٣-١٣	مسقط أفقي للأساس	٤٤

٣-١٤	مقطع طولي في الأساس	٤٤
٣-١٥	مقطع توضيحي في الدرج	٤٥
٣-١٦	جدار استنادي	٤٦

List of Figures

No# Figures	***Description***	***Page***
4-1	Structural Position Plane	**50**
4-2	Section of (Rib)	**50**
4-3	Spans Length of Rib (R06).	**51**
4-4	Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Rib (R06).	**52**
4-5	Section of (R06).	**61**
4-6	Spans Length of Beam(B4)	**62**
4-7	position of Beam (B4)..	**63**
4-18	Load Diagram of Beam (B15)	
4-8	Envelope Shear Diagram and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B4) .	**64**

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١-١ مقدمـــــــــــــــــة

١-٢ نظرة عامة عن المشروع

١-٣ مشكلة البحث (المشروع)

١-٤ أسباب اختيـــار المشروع

١-٥ أهداف المشـــــــــروع

١-٦ خطوات المشـــــــــروع

١-٧ نطاق المشـــــــــروع

١-٨ حدود المشـــــــــروع

١-٩ وصف المشـــــــــروع

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة :-

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطور الحاصل في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من أخر هذا التطور العمراني أسلوب إقامة المراكز العلمية والمجمعات التجارية والسكنية وغيرها من العمران .

ومن خلال هذا التطور والنمو الاقتصادي الحاصل كان البحث العلمي واحد من أهم المجالات التي كانت تحت تطور ونمو سريع جدا، بحيث كان ذلك في نطاق ثورة علمية ظهرت آثارها في مختلف الميادين وفي شتى المجالات ، في بداية الأمر لعل البحوث العلمية كانت مضافة إلى جامعة ما أو مركز بحثي بسيط ، ولكن وبمرور الزمن كان لا بد من وجود مراكز مخصصة ورئيسية تكافئ هذا النمو العلمي الهائل ، بالإضافة إلى ذلك أصبحت المراكز العلمية اليوم من أكبر التجمعات المكتظة بالناس بهذا كانت هناك حاجة ماسة لها ، وهذه المراكز كانت تحت مسمى مراكز بحوث علمية .

من هذه المراكز المركز المقترح بناؤه في فلسطين الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع ، بالإضافة إلى المنشئ جديد من نوعه في فلسطين فإن بناؤه في أي بلد يدل على علامة كبيرة من علامات التطور العلمي الحضاري الكبير في ذلك البلد ، ولهذا السبب كان لا بد من الاهتمام بهذه المراكز من جميع النواحي وخاصة المعمارية والإنشائية ، نظرا إلى الدور الذي تلعبه هذه المراكز من تلبية حاجات المجتمع العلمي الكبير .

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم من إيجاد الحلول المناسبة لهذه الحاجات ، من تصميم وتطوير لهذه المراكز. بحيث يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوة الواقعة عليها، وبحيث تلبي رغبات أفراد المجتمع المحتاجين لها وتوفر وتوفر كل ما يحتاجون له .

لذا ولأهمية هذا المشروع والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على المركز البحثي العلمي المقترح في المنطقة ، لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مركز بحثي قادر على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه، ويصبح المشروع قابلا للتنفيذ.

١-٢نظرة عامة عن المشروع :-

مراكز البحث العلمي هي مكان لتجمع أهل البحث في مختلف ميادين المعرفة ، من أهم ميزات هذه المراكز تساعد الباحثين على التواجد ضمن بيئة علمية بحتة بالإضافة إلى أنها تسهل عليهم الحصول على المعلومات المطلوبة أيضا تسهل عليهم الاجتماع في مكان واحد .هذا جميعه يؤدي بالباحثين بالتقدم الدؤوب في مختلف ميادين العلم نظرا لسهولة الأمر ووجود كل المحفزات إلى ذلك .

هذا المركز يحوي على العديد من التقسيمات اللازمة لكونه مركز بحث علمي ، ففيه القاعات العامة والمكتبات والمختبرات اللازمة بالإضافة إلى الهيئة الإدارية لهذا المركز .

هنا أيضا لا بد من وجود شيء آخر مهم لنشر البحوث أو لعرضها على المهتمين بهذا المجال ذلك باستخدام قاعة عامة للمؤتمرات العلمية الحاصلة في كل وقت ، فكان ذلك بإنشاء قاعة علمية كبيرة تسهل الاجتماع لعقد المؤتمرات العلمية ، هذه القاعة تحوي على ميزات كبيرة وحديثة مواكبة لمل التطورات الإنشائية الحاصلة اليوم ، بالإضافة إلى عملها ضمن أسلوب معماري على درجه كبيره من الدقة والتميز ففيها سهولة الحرة وحريتها وسهولة الحصول على الخدمات اللازمة .

بشكل مجمل وبعيد عن التفصيل فالمبنى عبارة عن منشأ علمي كبير مكون من خمس طوابق ، تبلغ مساحة الطابق تقريبا (٥٠٠ م٢) وبمساحة إجمالية تقريبا (٢٥٠٠ م٢) .

١-٣مشكلة البحث (المشروع) :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمركز الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهو " مركز البحوث المقترح إنشاؤه "؛ هنا لا بد من التنويه إلى أ، المنشأ مقسم إلى جزأين فالجزء الأول من خرسانة مسلحة أما الجزء الثاني فهو عبارة مكون من تركيبة ما بين (الخرسانة والفولاذ) مهنا سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب و الأعمدة والجسور ...الخ في كلا الجزأين ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١-٤ أسباب اختيار المشروع :-

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه مجمعا تجاريا، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

١- الوقع العلمي السائد في المجتمع الفلسطيني اليوم وما نعانيه من ندره كبيرة في مجال البحث العلمي مما دفعنا إلى اختيار هذا المشروع الذي نرجو أن يساهم في تقدم وتطور هذا المجال المجتمع الفلسطيني .

٢- من جهة أخرى فإن إقامة صرح علم كبير من هذا النوع سوف يعمل على إحياء المنطقة في مختلف المجالات فهو بحاجة إلى العديد من الخدمات التجارية بالإضافة إلى النقل وغيرها مما يدفع إلى رفع مستوى الحركة هناك .

الأسباب الشخصية :-

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد .

٣. وجود ميزة إضافية في هذا المشروع فهو يشمل التصميمي الخرساني والمعدني في نفس الوقت .

١-٥ أهداف المشروع :-

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :-

١. أهداف معمارية :-

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح ، لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية ، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات، ويكون للمراكز البحثية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري، وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

٢. أهداف إنشائية :-

أ- التحليل والتصميم الإنشائي **المركز البحثي العلمي**، حيث تم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأسلست... **المكونة من الجزء الخرساني بالإضافة إلى الجزء المركب (خرسانة ومعدن)** ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على حركة **الأفراد داخل المبنى**، ولا يؤثر على الطابع المعماري المصمم .

ب- إظهار القوة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي **في المشروع** .

ج- معرفة آلية التنفيذ في نطاق مركب بين الخرسانة والمعدن .

١-٦ خطوات المشروع :-

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي **للمشروع**.
٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها **المنشأ**.

١-٧ نطاق المشروع :-

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة **للمركز والآلية** الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل **الأمان** .
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.

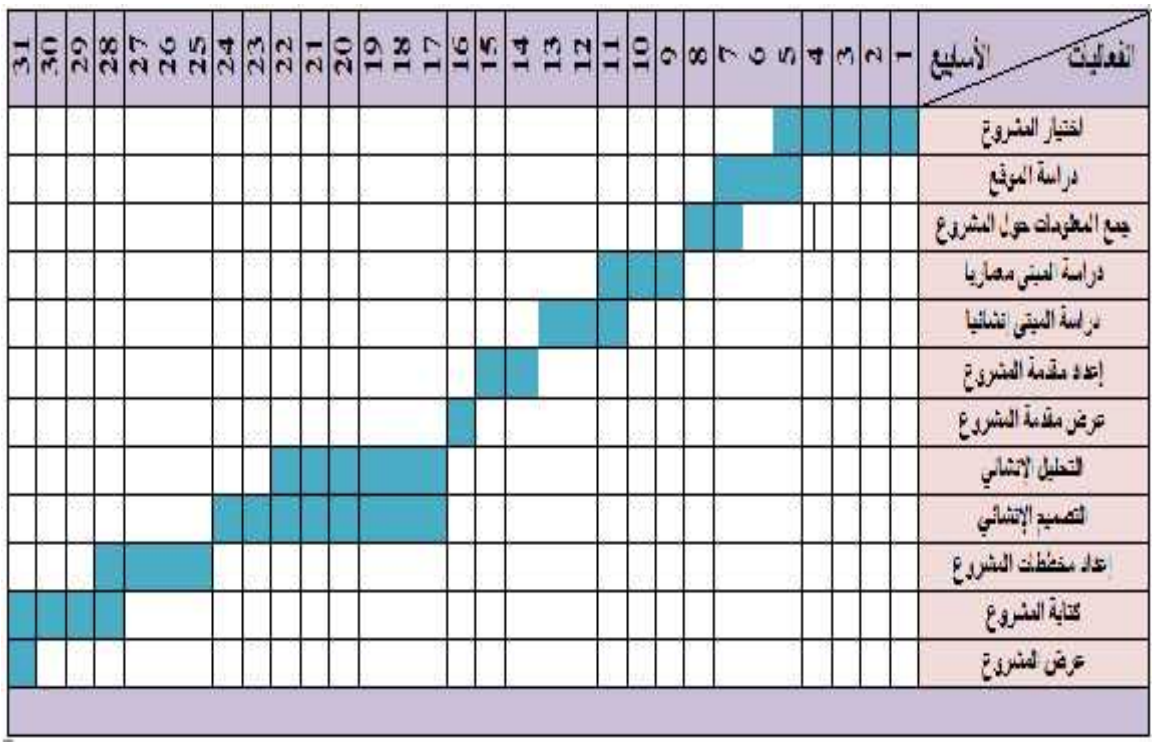
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ .
- عرض المشروع للمناقشة .

١-٨ حدود المشروع :-

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة ، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

ويبين الجدول (١-١) تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط :-

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع



١- ٩ وصف المشروع :-

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي :-

١. الفصل الأول :-

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع .

٢. الفصل الثاني :-

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق ...الخ .

٣. الفصل الثالث : -

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع .

٤. الفصل الرابع :-

يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع .

٥. الفصل السادس :-

يحتوي هذا الفصل على قائمة بالمصادر و المراجع التي استخدمت في البحث وكذلك الملاحق للمخططات المعمارية و المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها والجداول والأشكال و الرموز التي استخدمت .

الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

٢-١ مقدمـــــــــــــــــــــة

٢-٢ لمحة عامة عن المشـــــــروع

٢-٣ موقع المشـــــــــــــروع

٢-٤ أهمية الموقـــــــــــــع

٢-٥ حركة الشمس والريـــــاح

٢- ٦ عزل الصـــــــــــــوت

٢- ٨ توزيع عناصر المشـــــروع

٢- ٩ النواحي المعمـــــــــارية

٢- ١٠ الواجهـــــــــــــك

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة :-

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور ، وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى ، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ **أولا** بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

لقد تميزت مدينة الخليل في الجانب الاقتصادي والسكاني والاجتماعي لكنها بدت كغيرها من المدن بحاجة ماسة الى صرح علمي رائد يجعاها تسجل علامة فارقة ذات اثر جذري يدعو **الى التطور فكانت فكرة** مركز البحوث العلمية المقترح لجامعة بوليتكنك فلسطين حيث ان هذا المركز سيشكل منبعا علميا لطلبة الجامعة والباحثين على حد سواء ولكي يساعد في تنمية المنطقة الفلسطينية والتي لا يخفى على احد مدى حاجتها لمثل هذا **النوع من المراكز** .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :-

على مر العصور والأزمنة فإن قوة اي دولة تعتمد وبشكل رئيسي اعتمادا مباشرا على ما لديها من مخزون علمي واطلاع على ثقافات الامم الأخرى ، يبدو ذلك واضحا في كل قسمات الحياة للمجتمع الذي تحتضنه تلك الدولة ، فليس للاقتصاد من سبيل الى النجاح دون ان يرتكز على مكنون علمي يحقق من خلاله تقدمه ، والامر سيان بالنسبة للزراعة والملاحة والطيران والصناعة وغيرها من جوانب الحياة العامة في المجتمع ، كما أن لهذا العلم آثار يحققها مثل السهولة والراحة والانتاج الوفير على كل المستويات.

إن مستوى التقدم العلمي في الوطن العربي بشكل عام وفلسطين بشكل خاص يعتبر متواضعا عند مقارنته بما سجلته الامم الاخرى من تقدم على شتى الاصعدة ، حيث تبدو نسبة الابحاث المعدة محليا أو عربيا إلى ما تم اعداده في الدول المتقدمة من ابحاث في المجالات المختلفة كارثية ومحبطة، ومن المقارنات في هذا المضمار ، ما تنفقه الدول على الابحاث العلمية ، و تسجيل براءات الاختراع وغيرها ، الى جانب ذلك فإن ندرة مراكز البحوث هي من الصفات الغالبة في الوطن العربي ، حيث أن الاهتمام العام ينصب على المشاريع الاستثمارية المباشرة (الإقتصادية) ويتم اهمال هذا الجانب اهمالا مريعا، ليزيد بدوره من تبعية الأمة وانجرارها نحو عدم التوازن وفقدان السيطرة على ذاتها .

ولا يخفى على أحد الوضع الخاص الذي تعيشه فلسطين ، لذلك ، ولما للبحوث العلمية من قدرة مميزة على إحداث التغييرات فإننا بأمس الحاجة الى منشأ ومؤسسة تحتضن مثل هذه الفعاليات ، وتشكل ملتقى للباحثين ومكتبة تجمع أبحاثهم ومرجع يرجعون إليه عند حاجتهم ، لنساهم بذلك في مواكبة التقدم العلمي في شتى أصقاع المعمورة .

وتتلخص فكرة المشروع في إنشاء مركز بحوث في مدينة الخليل يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات للباحثين والمستخدمين لهذا المركز ؛ فهو يشتمل على قاعة مؤتمرات علمية ضخمة ، وقاعات تدريس ومختبرات ومكتبات تلبي جميع الاحتياجات ، ومكاتب لاستخدامات مختلفة منها إدارية وهندسيه وغيرها من الخدمات.

إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يشملها.

٢-٣ موقع المشروع : -

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، **فلذلك** يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

يقع هذا **المشروع** إلى الشمال من محافظة الخليل (مدينة حلحول)، **في الموقع المقترح لمباني جامعة** بوليتكنك فلسطين ،وهي منطقة واسعة وذات طبيعة خلابة ومناسبة للجو التعليمي ، **والخدمات بشكل عام كالمواصلات والاتصالات** متوفرة بسهولة في هذه المنطقة ، على قطعة ارض تبلغ مساحتها 4000م٢.

وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، **الشكل** (٢-١) ، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية.

الشكل (٢-١) مخطط موقع المبنى .

٢-٤ أهمية الموقع : -

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين، سواءا على المستوى الجغرافي أو الاقتصادي أو العلمي ، وبالإضافة إلى اعتبارها المركز التجاري الرئيسي في منطقة جنوب الضفة الغربية في فلسطين، فهي مجمعا علميا ومركزا ثقافيا يؤمه الطلاب من جميع القرى والمدن الفلسطينية .

وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار هذه المنطقة لإنشاء مركز البحوث إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها و هي على النحو الآتي :-

١. حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
٢. توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣. حيوية المنطقة .
٤. سهولة الوصول إلى الموقع.
٥. احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

٢-٥ حركة الشمس والرياح : -

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد،والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة .

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

والشكل (٢-٣) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالرسومات التالية :-

الشكل (٢-٢) حركة الشمس والرياح

٢-٦ عزل الصوت :-

نظراً لفعاليات المشروع المختلفة ، وكون هذا المشروع **مركزا يحتوي** فعاليات مختلفة **مثل مكاتب** إدارية **ومختبرات ومكتبات** تحتاج إلى الهدوء والبعد عن الضجيج ، لذلك كان لا بد من عزل الصوت وتوفير الأجواء الملائمة لهذا المبنى ، حيث تم استخدام الزجاج المزدوج في الواجهات ، وصممت جدرانه بسماكة تتيح عزل الصوت ، وسوف نأخذ بعين الاعتبار عزل الصوت في التصميم الإنشائي للبلاطات.

٢-٧ توزيع عناصر المشروع :-

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على**شكل منحنى** (جزء من دائرة) ، **وتتراوح المساحة** الطابقية لهذا **المركز** ما بين (500 - 1500 م^{٢}) **موزعة على خمس طوابق** وفيما يلي وصف لهذه الطوابق :-

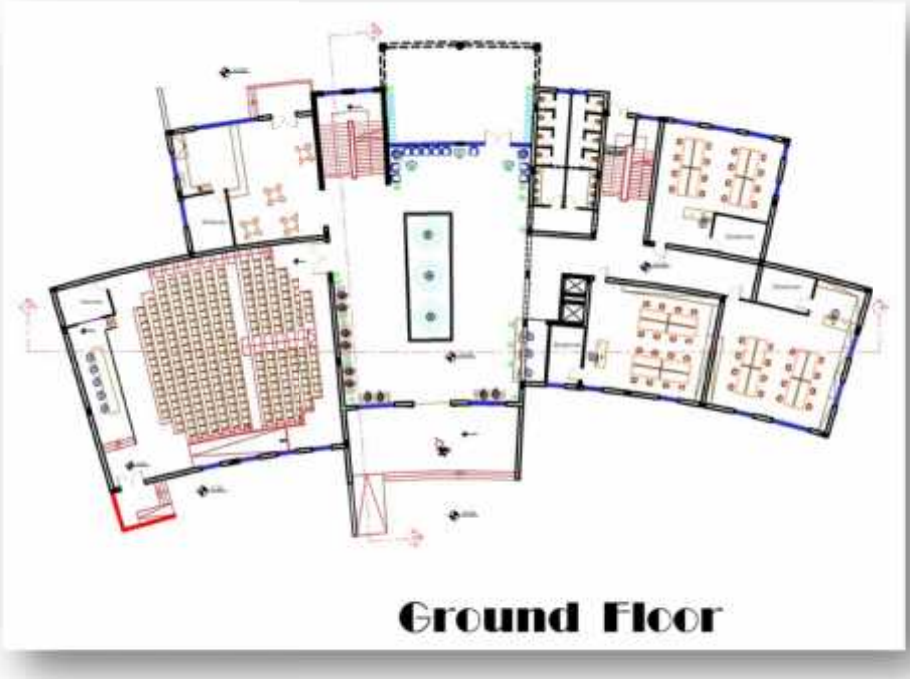
٢.٧.١ الطابق الارضي :-

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (1500 م^{٢}) تقريبا ، وهو مكون من قسمين يبدآن من مستويين مختلفين ، الاول **بارتفاع** (4.0 م) **و** تم تقسيم الفعاليات المختلفة فيه بشكل مناسب **حيث تم استغلال المنطقة المتوسطة للمركز كساحة لستقبل** ذات أبعاد كبيرة نسبيا ، ويتم من خلال الأدراج والمصاعد التنقل **من** هذا

الطابق إلى مختلف طوابق المركز ، حيث هناك مصاعد كهربائية للصعود لبقية الطوابق وكذلك مصاعد كهربائية للنزول منها وهناك ادراج عادية موزعة بشكل مناسب، ومجموعة من المختبرات ووحدات التخزين ، إضافة الى وحدات الخدمة المختلفة مثل الدورات الصحية وغيرها ، و تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى بالإضافة إلى وجود التماثل في بعض اجزاء الطوابق .

، ويرتفع منسوبه عن مستوى الشارع الرئيسي بمسافة (+٠,٤٥م) ،والجزء الثاني بارتفاع (9.0 م) ، وهوجزء متميز في المبنى وهو عبارة عن قاعة مؤتمرات ضخمة ذات مدرج مائل ، ويحتوي كذلك على غرفة للكهرباء وغرفة صيانة ميكانيكية للمصاعد ، أنظر الشكل (٢- ٧) .

يحتوي هذا الطابق على مدخل ومخرج رئيسي، حيث يؤدي المدخل إلى داخل الطابق الأرضي، وهو يرتفع عن مستوى الأرض الطبيعية بثلاث درجات، وكذلك يحتوي على مدخل فرعي مكون من مطلع درج عادي ، يخدم الطوابق العليا دون الحاجة بالمرور من وسط الطابق الأرضي .

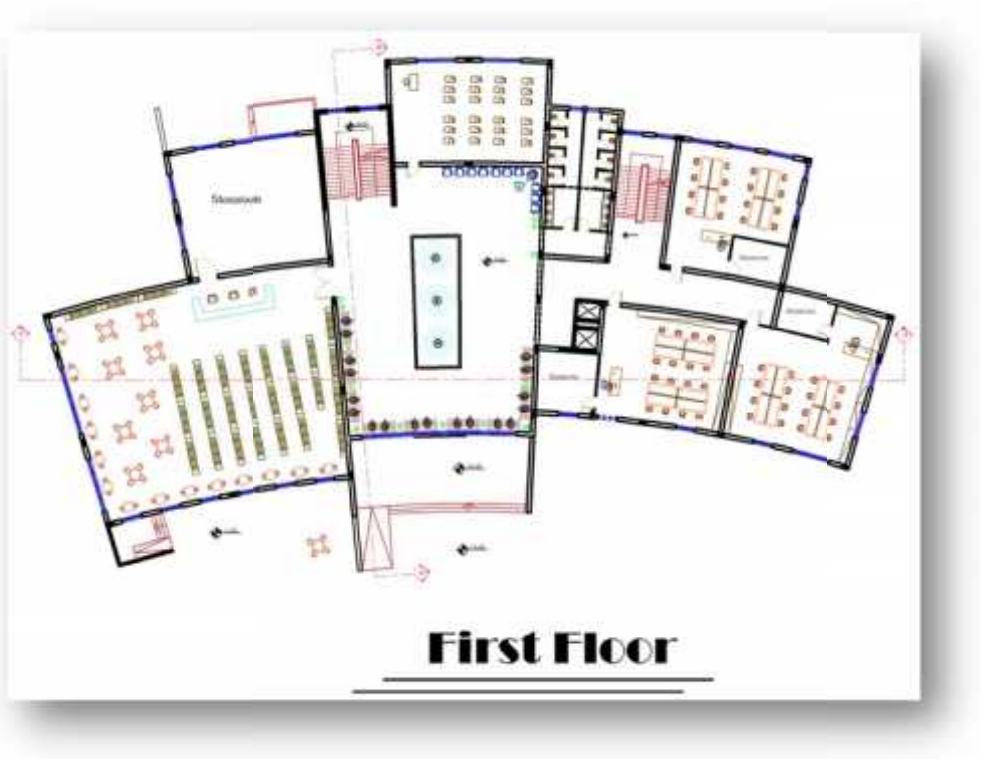


الشكل (٢-٣) المسقط الأفقي للطابق الارضي .

٢.٧.٢ الطابق الأول :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق (١٥٠٠م^{٢}) تقريبا ، وبارتفاع (٤ م) ، ويوجد في هذا الطابق تماثل في المسقط الأفقي للطابق الأول ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، ومن أهم الفعاليات الرئيسية في هذا الطابق حيث يحتوي على مكتبة علمية وقاعة تدريس ومختبرات علمية ومخزن وساحة انتظار وعلى بعض الفعاليات الأخرى كدورات المياه والمخارن ، أنظر الشكل (٢-٨).

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي، **بالإضافة** إلى أدراج في مكان متوسط من هذا الطابق .



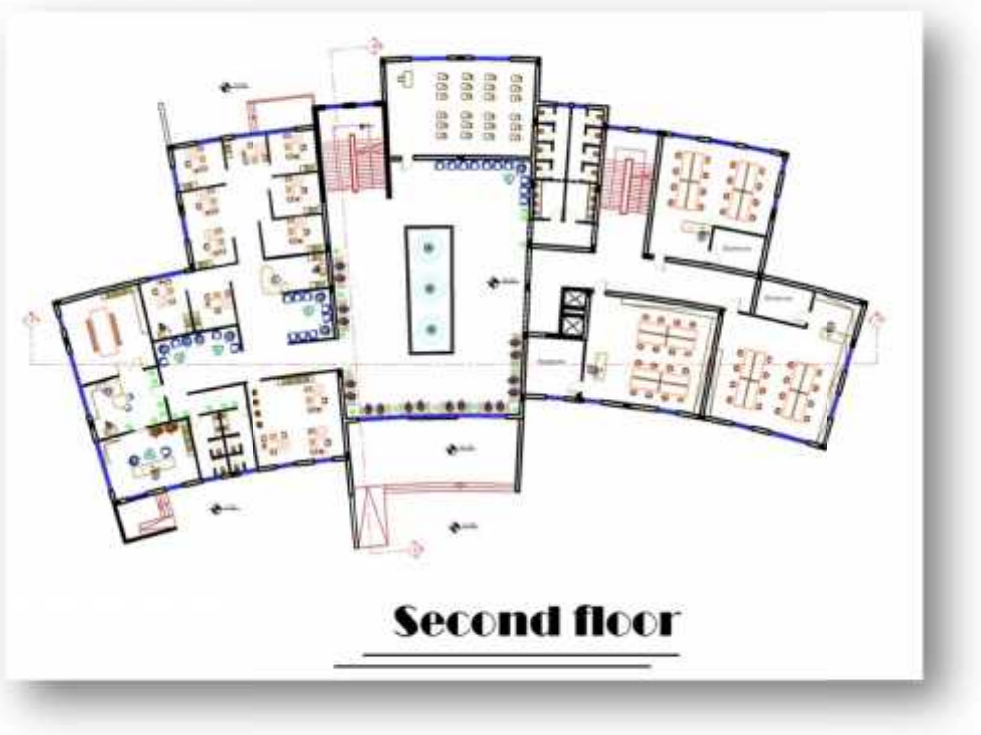
الشكل (٢-٤) المسقط الأفقي للطابق الأول .

٣.٧.٢ الطابق الثاني :-

تبلغ مساحة المقترحة هذا الطابق (1500م^{٢}) تقريبا ، وبارتفاع (4 م) ، ويوجد في هذا الطابق **تماثل في المسقط الأفقي للطابق الأول والثاني** ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :

مكاتب إدارية ومكاتب عامة للموظفين ، وكذلك يحتوي مختبرات علمية وقاعة تدريس وساحة انتظار وبعض المرافق العامة كدورات المياه والمخازن ، **أنظر للشكل** (٢-٩) .

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي، **بالإضافة** إلى أدراج في مكان متوسط من هذا الطابق .



الشكل (٢-٥) المسقط الأفقي للطابق الثاني .

٤.٧.٢ الطابق الثالث :-

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة وليست طويلة، وإمكانية الدخول لهذا الطابق متوفرة بسهولة، تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (١٠٠٠ م^2) تقريبا ، وبارتفاع (4م)، ويتميز هذا الطابق بوجود تراجع يجعله اقل مساحة من الطابق الثاني، أنظر للشكل (٢- ١٠) ، وتم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب .

وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية التالية :-

- ساحة الانتظار :-

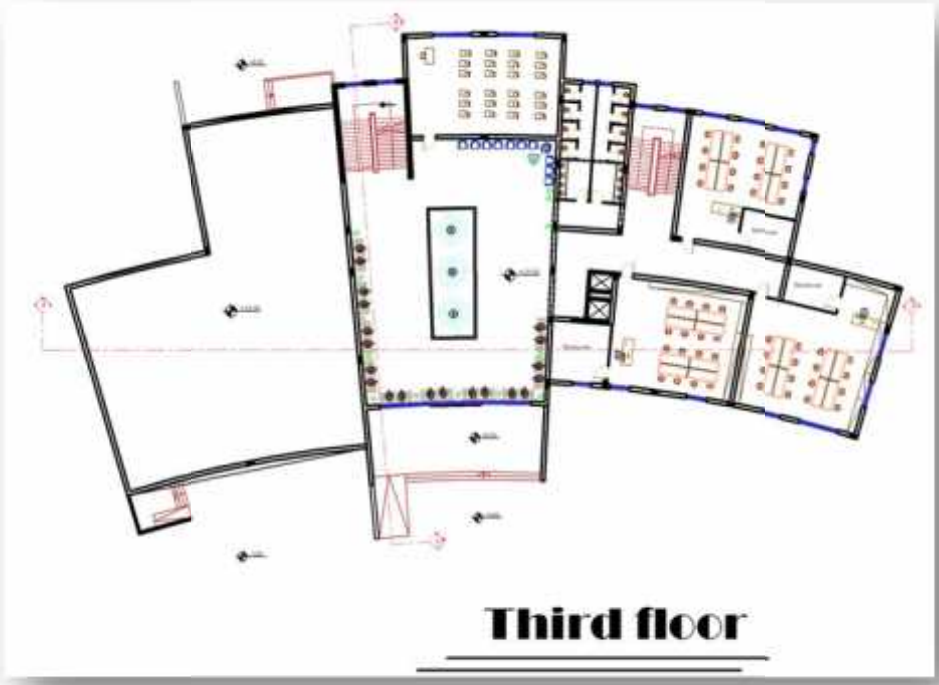
تحتوي هذه الساحة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس.

- مختبرات علمية :-

تتوزع المختبرات على عدة مواقع منتشرة على طول ممر بقع بينها في هذا الطابق مماثلا للجزء الذي بقع تحته مباشرة من الطابق الثاني .

- قاعة تدريس :- وهي مماثلة لقاعة التدريس التي تقع تحتها مباشرة في الطابق الثاني .
- دورات المياه ، يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.

- وفي تصميم هذا الطابق تم توفير ساحة انتظار للمحافظة على راحة المستخدمين فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار
- يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي، بالإضافة إلى أدراج في هذا الطابق .



الشكل (٢-٦) المسقط الأفقي للطابق الثالث .

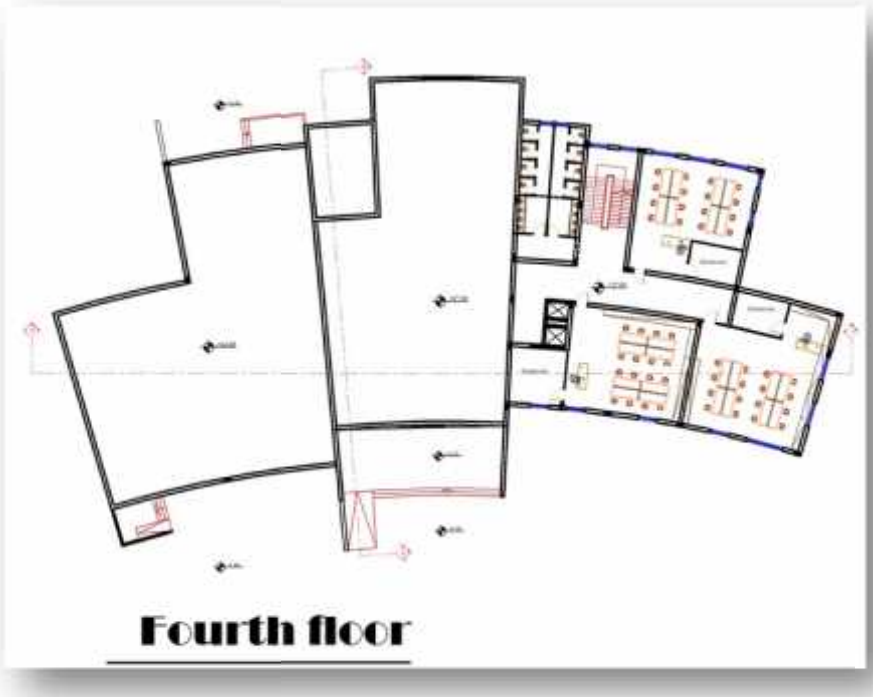
٥.٧.٢ الطابق الرابع :-

تبلغ مساحة المقترحة لهذا الطابق(٥٠٠م^{٢}) تقريبا ، وبارتفاع (4 م) ، و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ،حيث يتميز هذا الطابق بوجود تراجع يجعله اقل مساحة من الطابق الثالث أنظر للشكل (٢- ١١) .

و تم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب ، وتتوزع هذه المساحة على الفعاليات الرئيسية حيث انه يحتوي مختبرات علمية وبعض المرافق العامة كدورات المياه والمخازن ، أنظر للشكل (٢-٩) .

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي، **بالإضافة إلى أدراج في** هذا الطابق .

تتكرر بعض الفعاليات في الطوابق الأخرى **بالإضافة إلى وجود التماثل في معظم الطوابق.**



الشكل (٢-٧) المسقط الأفقي للطابق الرابع .

٢-٩ النواحي المعمارية :-

يهدف التصميم المعماري بشكل عام إلى الوصول إلى الشكل المعماري المناسب لقطعة الأرض و المنسجم مع المباني الموجودة حوله وبحيث يكون ملبيا للاحتياجات الإنسانية المختلفة وبالرغم من تعدد العوامل المؤثرة على هذه العملية التصميمية وتداخلها فلا بد من الوصول إلي الشكل المعماري المناسب الذي يؤدي إلى الغاية من إنشاءه وهذه الأمور نبرزها في هذا القسم كما هو معروض في الصفحات التالية

٢-٩ - ١ العناصر المعمارية :-

إن البناء المقترح لهذا المشروع هو عبارة عن بناية مكونة من **خمس طوابق** حيث يحتوي هذا المبنى **على مختبرات وقاعات** تدريس ومكاتب وأدراج وممرات والكثير من العناصر المعمارية التي سيتم تفصيلها في ما يلي:

١- المختبرات :-

تتنوع في هذا المركز **المختبرات** العلمية حسب الهدف من استخدامها ومن الأمور المهمة التي يجب ذكرها هي إن هذه **المختبرات** لم تحدد استخداماتها إلا أنها تصلح لكثير من الأعمال المتداولة مثل **مختبرات** فيزيائية وكيميائية وفلكية وغيرها .

٢-المكاتب :-

يوجد في هذا **المركز** الكثير من المكاتب التي تتعدد استخداماتها حيث يمكن أن تكون هذه المكاتب لمسؤولين ومدراء وموظفين داخل المركز.

٣-الأدراج : -

لقد زود مبنى مركز البحوث بنوع واحد من الأدراج موزع على المبنى إحداها في **منتصف المبنى** والآخر في طرفه,تمتد من الطابق الأرضي حتى الطابق الأخير .

٤-الممرات :-

يتوفر في هذا المبنى الكثير من الممرات المتشابهة في الشكل وطريقة التوزيع ويميز هذه **الممرات** سهولة الوصول إليها بالإضافة إلى وسعها.

٢- ٩ - ٢ الحركة في المبنى :-

يمكن الدخول و الخروج للمبنى من مدخلين وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى ، حيث تنقسم الحركة:-

١- الحركة خارج مركز البحوث:-

هي حركة سيارات الزوار **والطلاب و** الباحثين ، وهذه الحركة صممت على أساس تجنب أي تقاطع قد يحدث بين السيارات وذلك بالاعتماد على تصميم طريق باتجاه واحد حيث لا تضطر أي سيارة تدخل الموقع إلى الرجوع من نفس الطريق .

2- **الحركة داخل مركز البحوث :-**

نقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما : -

- **الحركة أفقية** : -

تتم من خلال ساحة كبيرة تتفرع منها إلى الأدراج وبيت الدرج والمصاعد الكهربائية التي تسهل الحركة ما بين طوابق المبنى، **وتوزع إلى الأقسام المختلفة داخل الطابق الواحد**، ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها.

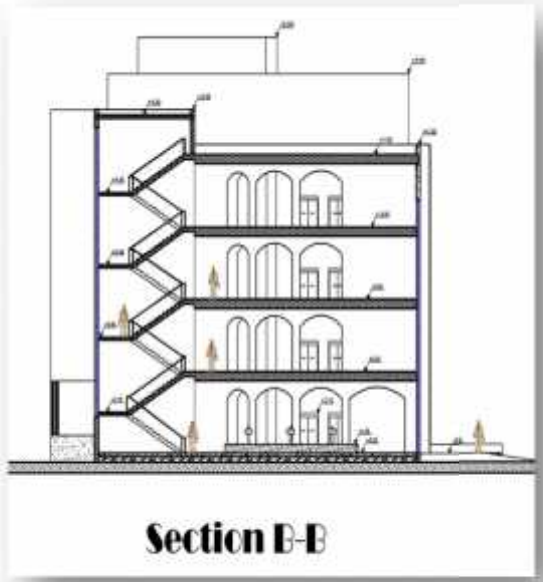
- **الحركة الرأسية** :-

(العمودية) بين الطوابق فإنها **تتم من خلال الأدراج** والمصاعد الكهربائية حيث أنها تقع على الجانب الأيمن عند الدخول للمجمع وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية (عمودية) بين طابق وآخر.

فالحركة الرأسية هي حركة الباحثين والطلاب والموظفين والإداريين وعمال النظافة وعناصر الأمن **بمصاعد وأدراج موزعة بشكل مناسب على المبنى.**

وهذا ما يوضحه الشكل(٢-٨) **و الشكل**(٢-٩) .

الشكل (٢- ٨) المصاعد الكهربائية .



الشكل (٢- ٩) قطاع جانبي يمر في الدرج الرئيسي.

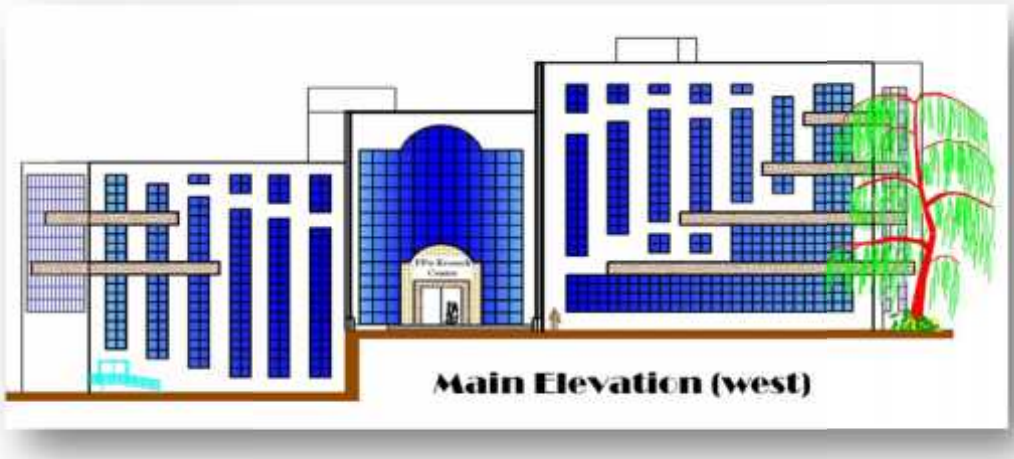
٢- ١٠ الواجهات :-

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

١- الواجهة الغربية (الواجهة الرئيسية):-

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى حيث تم تأكيده من خلال واجهة زجاجية واسعة تعلوه مباشرة وأحواض لنباتات الزينة كما أن هذه الواجهة تطل على الشارع الرئيسي.

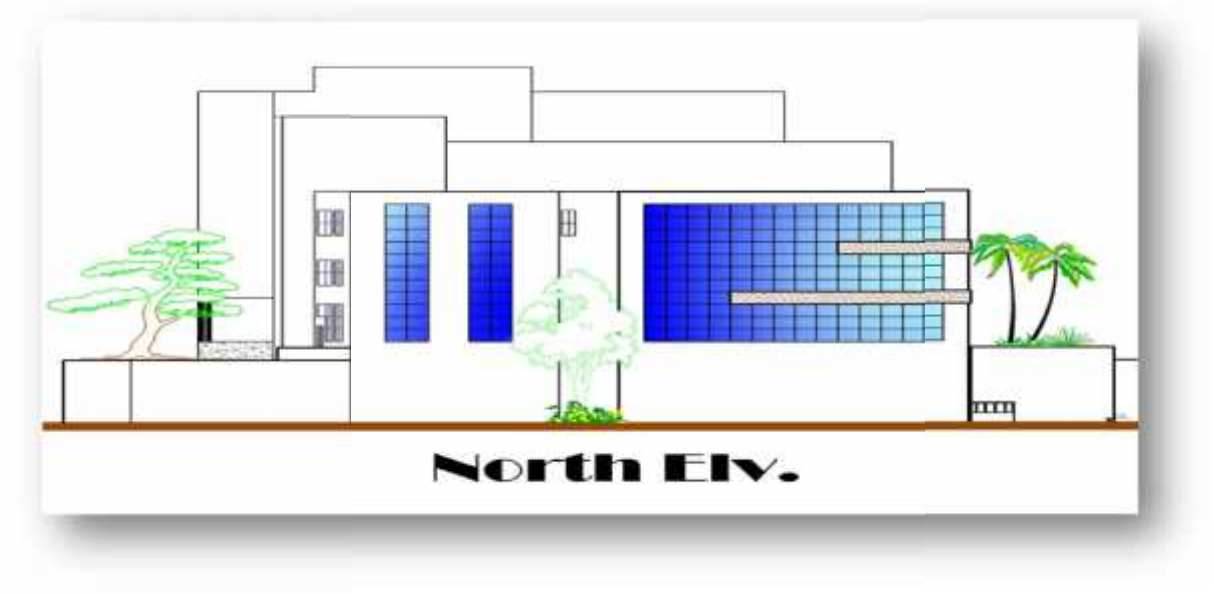
والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق مما زاد الواجهة جمالا ملحوظاً، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة وإعطائها نوعا من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى .



الشكل (٢- ١٠): الواجهة الغربية

٢- الواجهة الشمالية :-

في هذه الواجهة يظهر بعض التداخلات في المبنى بحيث يضفي علية بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.



الشكل(٢-١١): الواجهة الشمالية.

٣- الواجهة الجنوبية :-

تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و لستخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق.

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير مع وجود بعض التداخلات في المبنى مما أضفى جمالا ملحوظا على المبنى ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

الشكل(٢-١٢): الواجهة الجنوبية .

٤- الواجهة الشرقية :-

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

الشكل(٢-١٣): الواجهة الشرقية.

الفصـــل الثـــــــــالث

الوصف الإنشائـــي

3

٣-١ مقدمـــــــــــــــة

٣-٢ هدف التصميم الإنشـــائي

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٤ الاختبارات العمـــــــلية

٣-٥ الأحمـــــــــــــل

٣-٦ العناصر الإنشـــــــــائية

٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه ، فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها ، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية ، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ،ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI) (Building Code Requirements for Structural Concrete (318-02)) ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ،واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج المحسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

- عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٣-٤ الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها ، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات ، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة ، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها .

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ، وقد تم الحصول على قيمة قوة التحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (٤ كغم /سم٢) ،و كذلك Modulus of Subgrade [KN/m^3] (Ks) . ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

٣-٥ الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها ، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة ، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

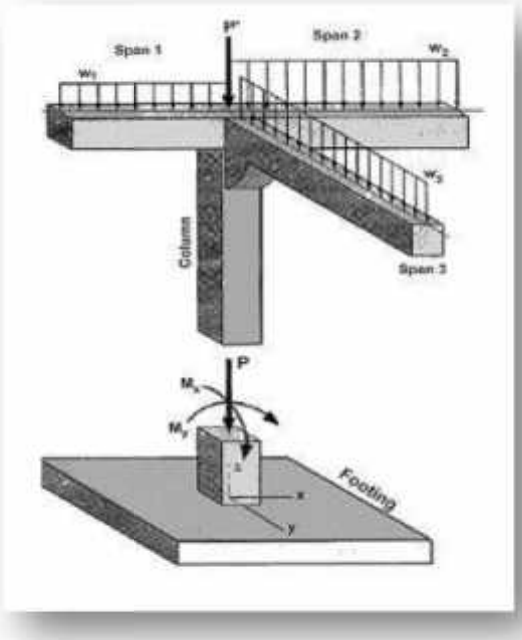
ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

٣-٥-١ الأحمال الرئيسية (Main Loads) ، ومنها :

١. الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .
٢. الأحمال الحية(Live Load –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

٣. الأحمال البيئية.



الشكل رقم (٣-١) : انتقال الأحمال .

٣-٥-٢ الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد حرارية داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

٣- ٥-١- ١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية) ، كالأوزان على مختلف أنواعها ، سواء الأوزان الذاتية للمنشأ ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها ، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى ، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً ، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية ، و أعمال الأرضيات ،ومواد العزل ،و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و القصارة ، و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم (٣- ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .

جدول (٣- ١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

رقم البند	المادة (Material)	الكثافة النوعية S. Weight (KN/m^3)
1	البلاط (Tile)	24
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	(9-18)
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطم) (Backfill)	20
9	الحديد المّصنع(الهيكلي) (Mild Steel)	78.5

٣- ٥-١- ٢ الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات أي جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة ، وأحمال القصور الذاتي .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

- ✓ أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .

- ✓ الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر ، كأثاث البيوت ، والقواطع ، والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ، و المواد المخزنة ، وأحمال الأشخاص .

ويبين الجدول(٣-٢) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتماداً على كود الأحمال والقوى الأردني :

جدول (٣-٢) جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة :-

رقم البند	نوع المساحات (Type of Area)	Live Loads (KN/m²)
1	المختبرات	4.00
2	رووف بيت الدرج (السطح) (Roof)	1.50
4	الأدراج (Stairs)	4.00
5	المكاتب (Offices)	2.50
6	الممرات (Corridors)	4.00
7	القاعات التدريسية (scientific class)	٥.٠٠
وقواطع الطوب (Partition) مقدارها (1.5 KN/m²)		

٣- ٥-١- ٣ الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ،وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه ، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها ، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ، والارتفاع للمبنى ، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

١ - أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (٣- ٣) الموضح في مايلي (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (٣-٣) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 400	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

واستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (910 م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي :-

$$\text{Snow Load} = (h - 400) / 400$$
$$= (910 - 400) / 400$$
$$= 1.275 \text{ KN /m}^2$$

٣ - أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى .

و سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣- ٤) الموضح في مايلي :-

$$q = \frac{\neg^2}{1600}$$

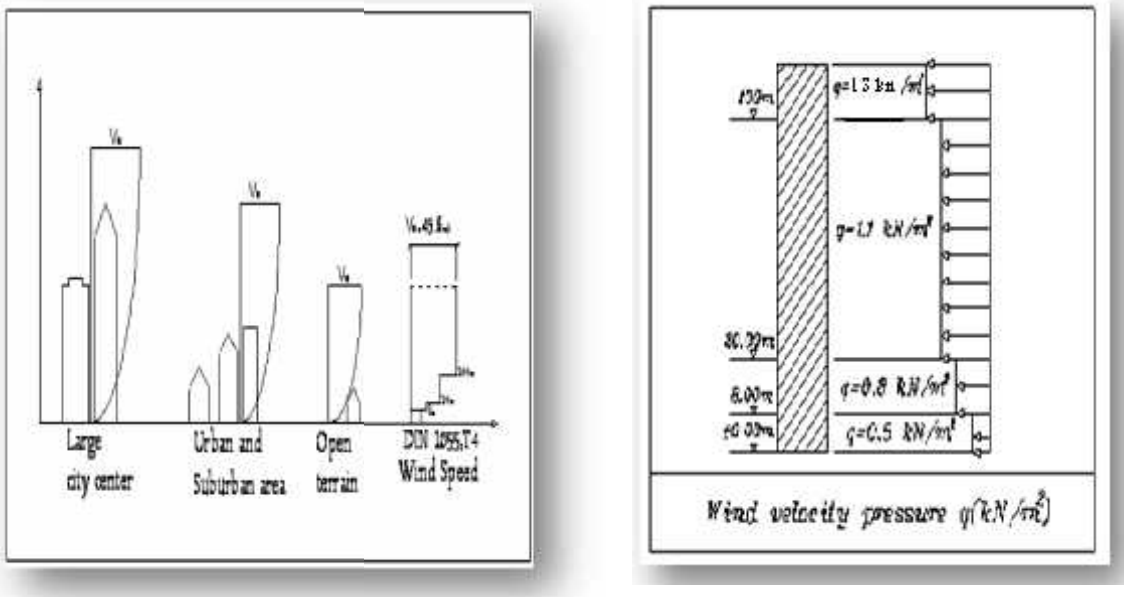
حيث أن :-

q : (Wind Velocity Pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و وحده (KN/m^2) .

ν: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

Table (3 - 4) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m^2]	0.50	0.80	1.1	1.30



الشكل (٣-٢) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

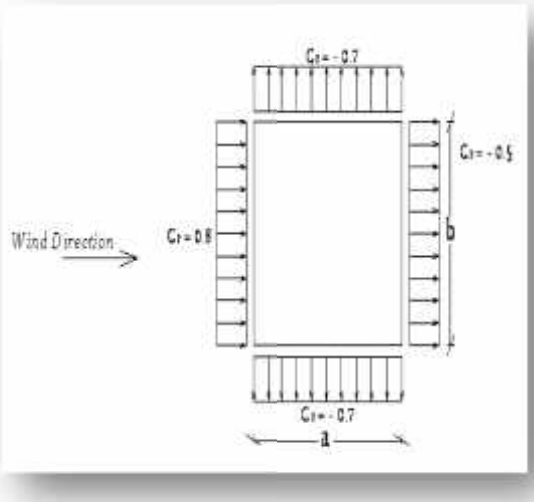
- **Wind Resultant :-**

W =Cp *q [KN/m²]

W=Cp *q *A [KN]

Cp : External Pressure Coefficient .

A: Exposure Area .



الشكل (٣-٣) تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

- **External Pressure Coefficient (Cp):-**

Cp = + 0.8 (pressure , Wind Ward)

Cp = - 0.5 (section , Lee Ward)

Cp = - 0.7 (section , Sideward) , for ……. h/a > 0.5

Cp = - 0.5 (section Sideward) , for ……. h/a ≤ 0.5

h : the hight of building

٣ - أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل ، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً حسب ، Uniform Building Code (U.B.C) .

٣- ٥-٢-١ أحمال الانكماش والتمدد :-

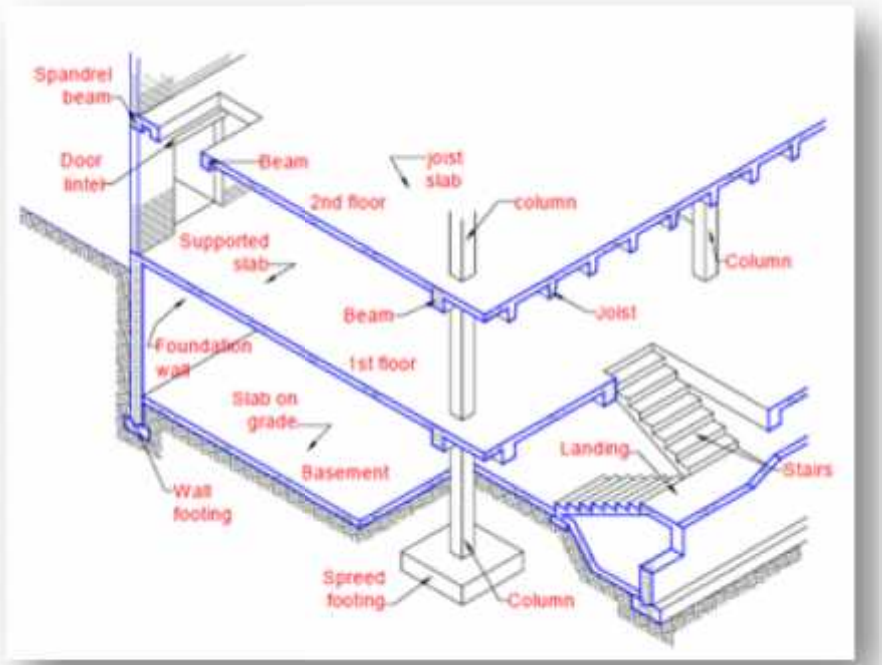
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

٣-٦ العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر: -

- ✓ الأساسات Foundation .
- ✓ الأعمدة Columns .
- ✓ الجسور Beams .
- ✓ العقدات Slabs .
- ✓ جدران القص Shear wall .
- ✓ الأدراج Stairs .
- ✓ جدران استنادية Retaining Wall .
- ✓ جدران حاملة Bearing Wall .
- ✓ فواصل التمدد Joint System.
- ✓ الجسور المعدنية steel beams
- ✓ اعمدة معدنية column steel

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (٣ - ٤) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

١.٦.٣ العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها مايلي :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .

٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

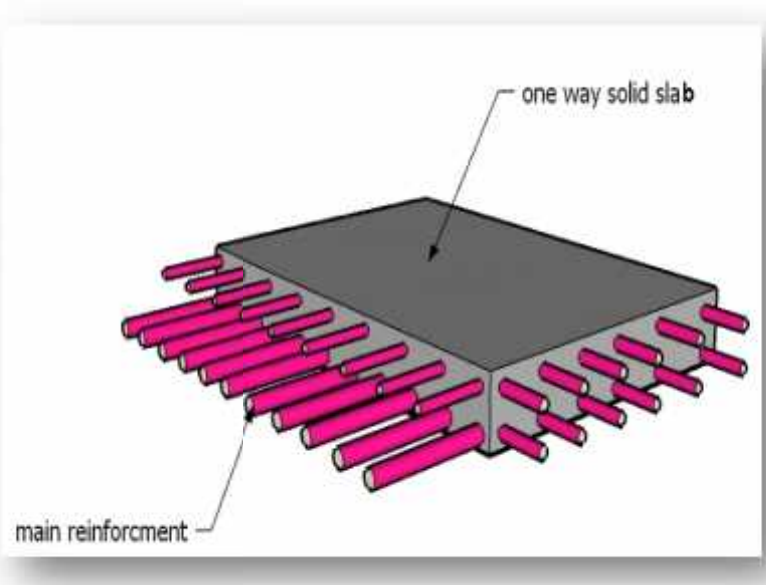
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- العقدات المركبة والمكونة من المعدن والخرسانة composite slabs
- عقدات مفرغة في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
- العقدات المصمتة solid slabs

٣-٦-١-١ العقدات المصمتة Solid Slabs :-

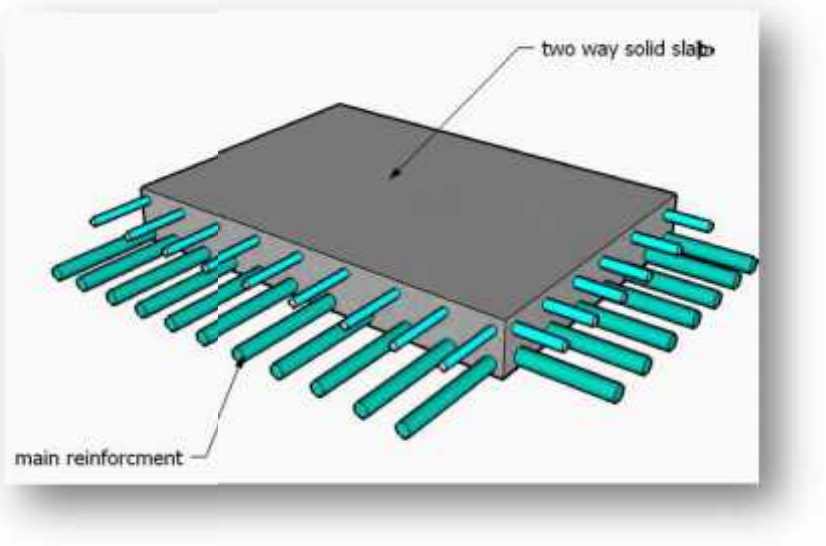
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣- ٥) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .



الشكل (٣ - ٦) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .

٣-٦-١-٢ العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

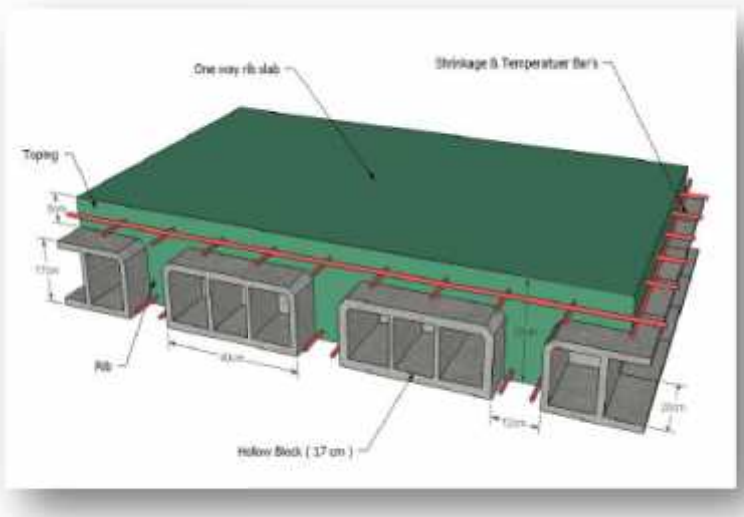
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

٣-٦-١-٢ - أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

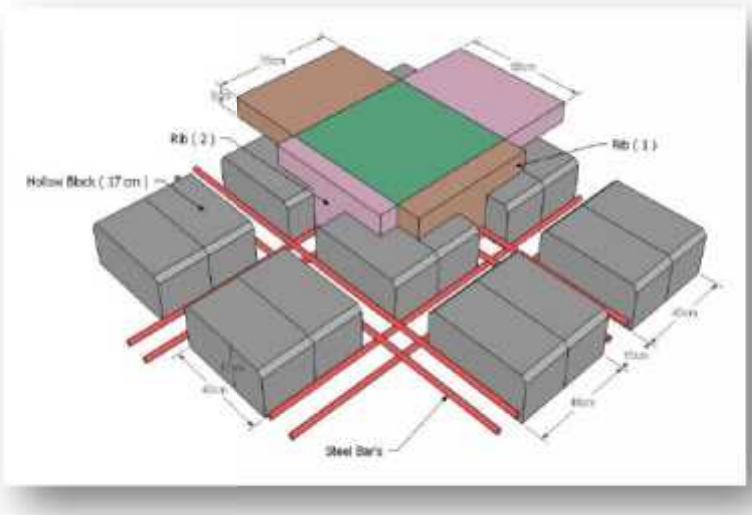
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٧) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣-٦-١-٢ -ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من ٦م .



الشكل (٣ – ٨) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

٢.٦.٣ الجسور :-

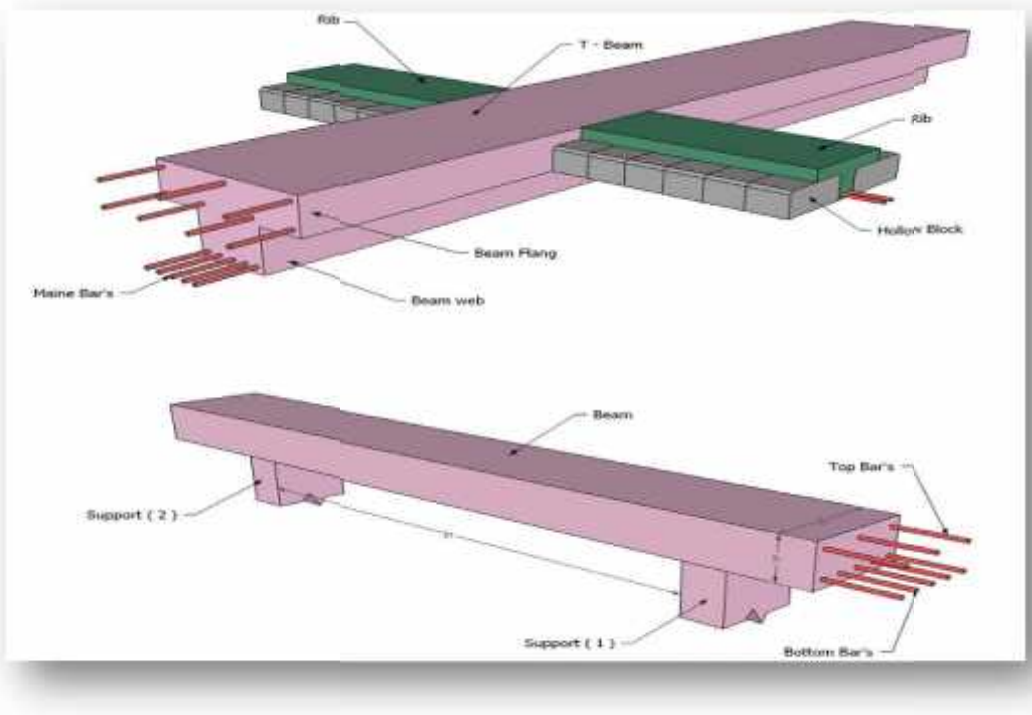
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة ، وهي نوعان ، خرسانية ومعدنية ، اما الخرسانية فهي:-

١. الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢. الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T-section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (٣- ٩) أشكال الجسور .

الجسور المعدنية:

وهي عبارة عن جسور مكونة من الفولاذ ولها اشكال مختلفة منها(I,T,U,L,دائري،مربع ، مستطيل ،مصمت) وقد تم استخدام الشكل I بشكل رئيسي ،وتتميز عن الجسور الخرسانية بقدرتها على التحمل واستخدامها في البحور الكبيرة .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية

- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
- تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).
- بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

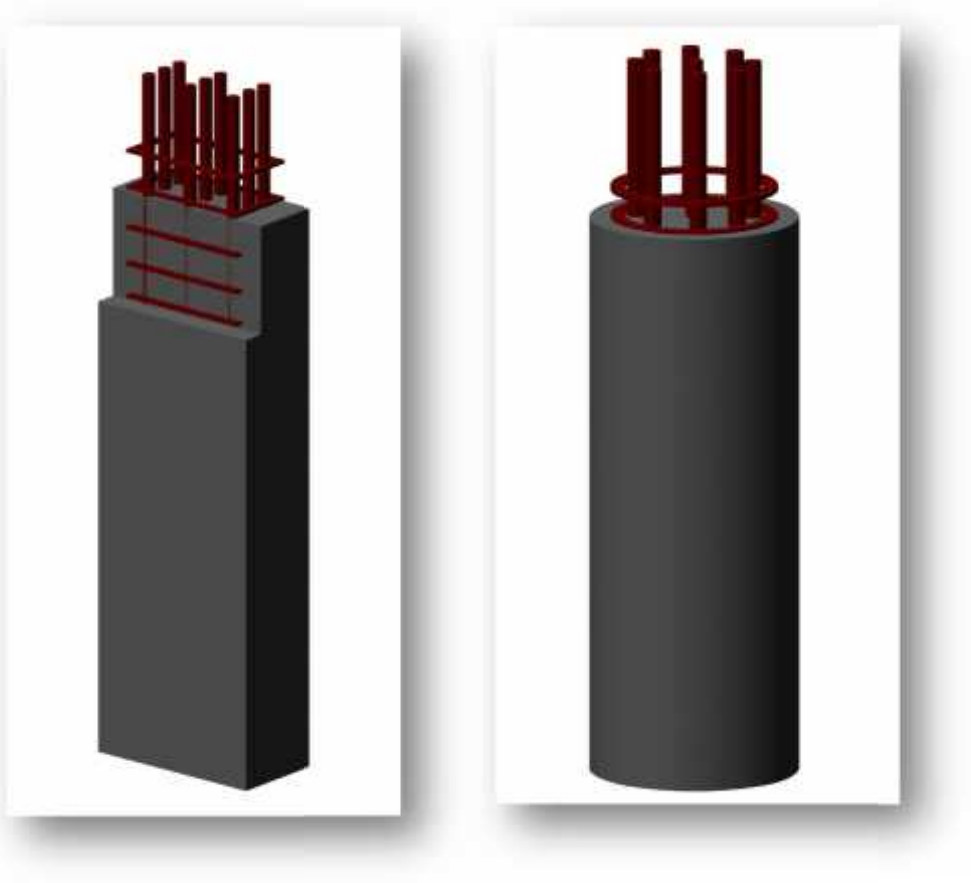
٣.٦.٣ الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة . ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول ، فهناك الأعمدة الطويلة ، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ، ومن حيث طبيعتها ، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة و من

الفولاذ (Steel) ، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل ومنها ما هو على شكل I بالنسبة للاعمدة المعدنية ، ويبين الشكل (٣- ١٠) عدد من مقاطع الأعمدة



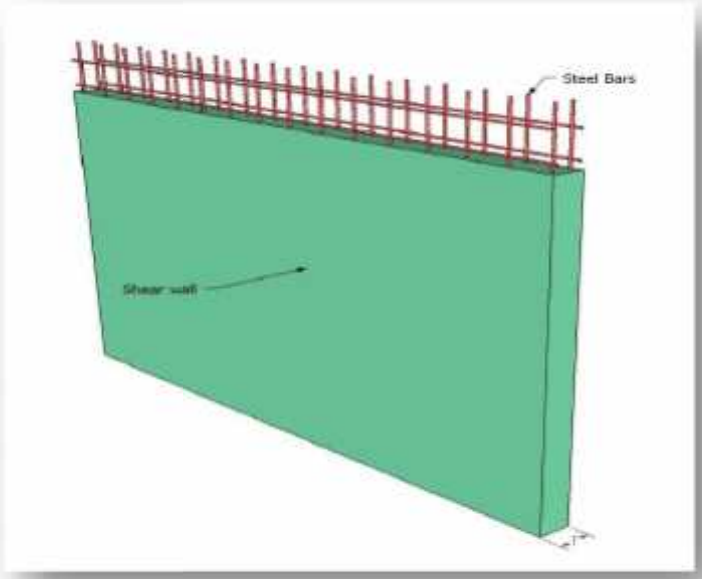
الشكل (٣ – ١٠) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

٤.٦.٣ جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ١١) جدار القص

٣.٦.٥فواصل التمدد :-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

١. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

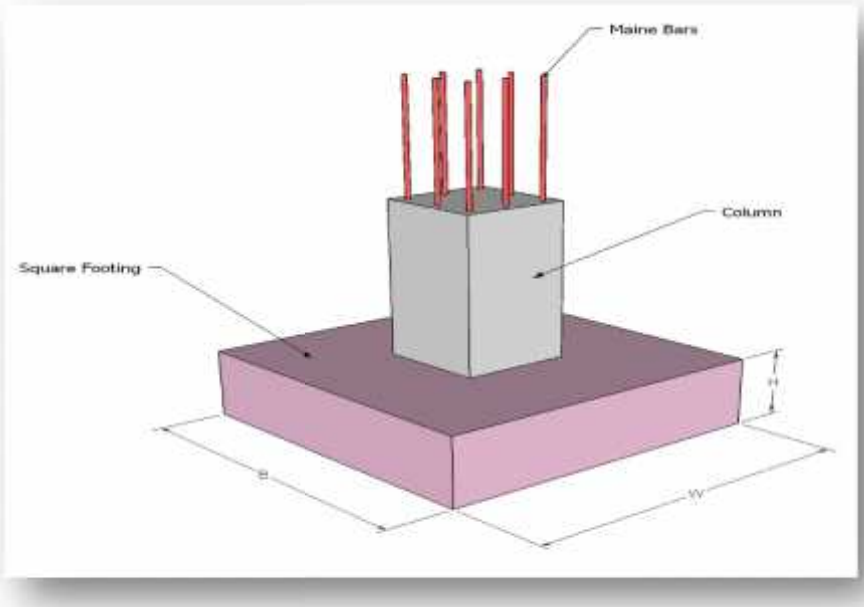
٣.٦.٦ الأساسات :-

وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

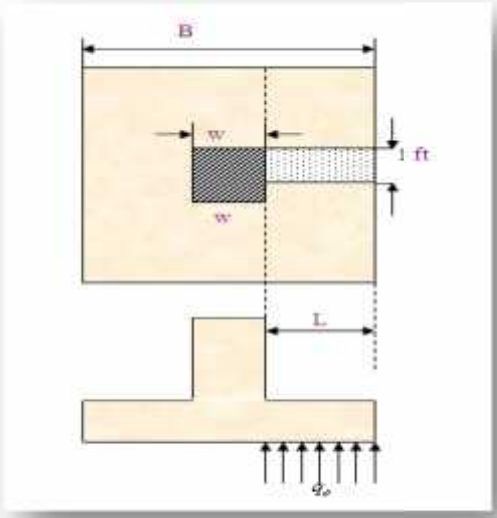
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

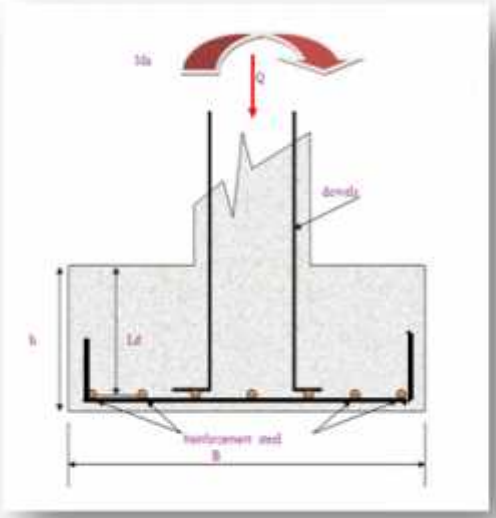
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (**Shallow Foundation**) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(**Deep Foundation**).



الشكل (٣- ١٢) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (٣-١٣) مسقط أفقي للأساس



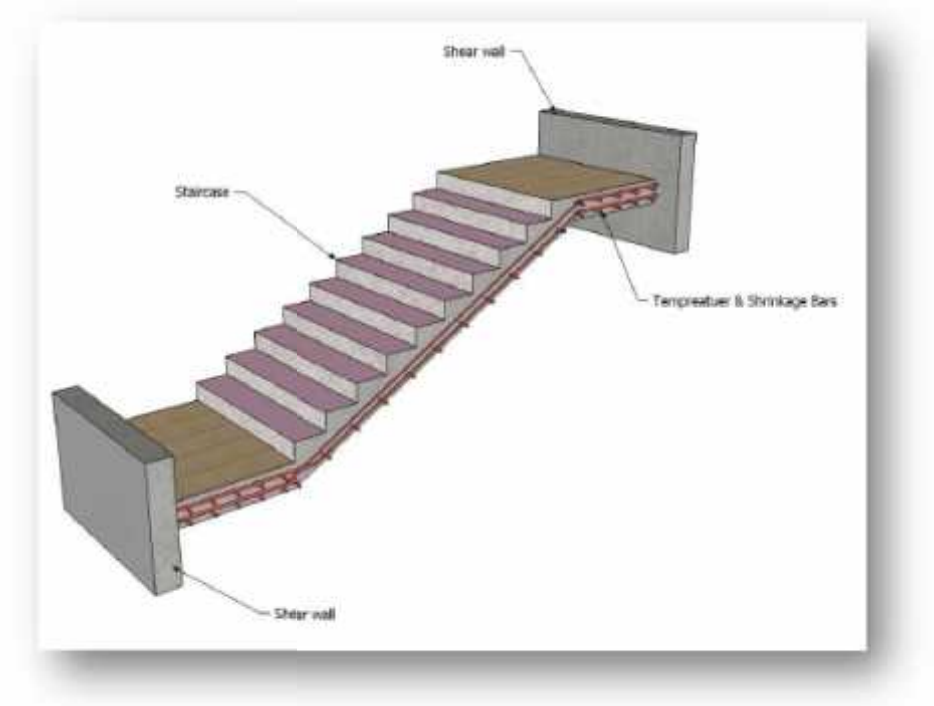
الشكل رقم (٣-١٤) قطاع طولي في الأساس

في الشكلين (٣ - ١٣)، (٣- ١٤) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

٣.٦.٧ الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .

والشكل (٣- ١٥) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



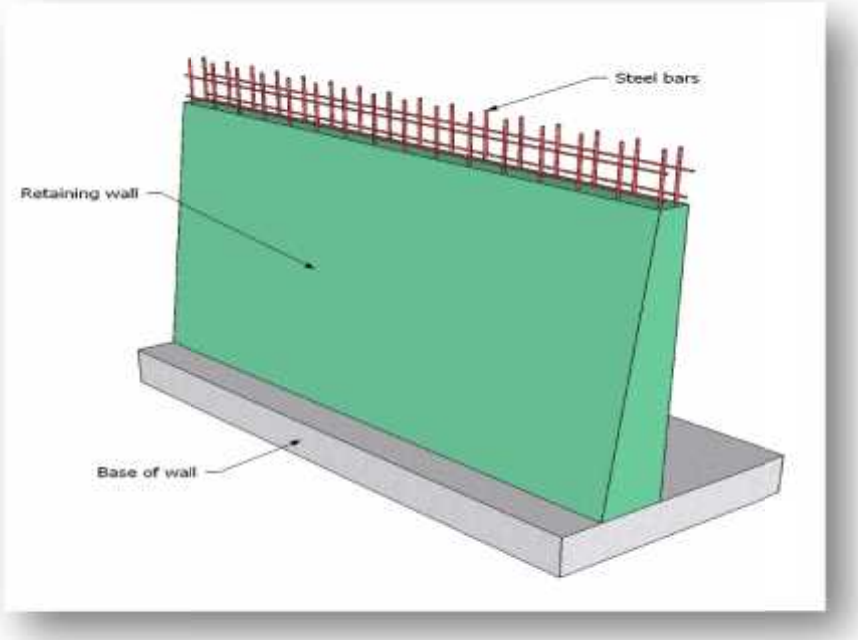
الشكل (٣ - ١٥) مقطع توضيحي في الدرج .

٨.٦.٣ الجدران الإستنادية :-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣ - ١٦) جدار استنادي

٣-٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

١. AUTOCAD 2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
٣. ATIR : للتصميم الإنشائي.
٤. Microsoft Office 2007:

تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص و التنسيق و إخراج .

٥. SAFE : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية
٦. ETABS : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية

Chapter Four
Design and Structural Analysis for Element

4

4-1 Introduction

4-2 Factored loads

4-3 Slabs thickness calculation

4-4 Load Calculations (T Section)

4- 5 Design of Topping

4-6 Design of Rib

4-7 Design of Beam

4-8 Design of column

4-9 Design of isolated footing

4-10 Design of basement wall

4-11 Design of shear wall

4-12 Design of steel structure

Chapter Four
Structural Analysis And Design

4 .1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are Two types of slabs : One way solid slab, one way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006",Etabs,Safe,And Sap2000, programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-02 (9.5.a) - code.

NOTE:

$fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ **For circular section but for rectangular**

($fc' = 30 * .8 = 24 MPa$) .

4 .2 Factored loads :-

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$.

4.3 Slabs thickness calculation:-

Determine The Required Depth Of The Joist (Rib) Based On The Deflection Criteria From Table 9.5(A) ,The Minimum Required Thickness Of Joist Is , For Fy =420 N/Mm2 Grad 60.

- ✓ L/18.5 = 5.49/18.5 =0.296 m , for one end continues .
- ✓ L/21 = 6.14/21 = 0.293 m , for two end continues .
- ✓ L/21 = 5.52/21 = 0.262 m , for two end continues .
- ✓ L/18.5 = 4.01/18.5 = 0.216m , for one end continues .

(Control)…….. ACI-318-02 (9.5.a) .

Select h = 35 cm from the largest span of rib

4. 4 Load Calculations (T Section) :-

✓ 4.4.1 Calculation Of Dead Load :-

Weight Of Tile = 0.03*0.52*2٤ =0.374 KN /M
Weight Of Mortar = 0.02*0.52*22 = 0.229 KN /M
Weight Of Sand =0.07*0.52*1٧= 0.619 KN /M
Weight Of Topping = 0.08*0.52*25 = 1.04 KN /M
Weight Of Rib =0.27*0.12*25 = 0.81 KN /M
Weight Of Block =0.27*.4*9*1 =0.972 KN /M
Weight Of Plastering =0.02*0.52*22 =0.23 KN /M
Weight of partition = 1.5 *0.52 = 0.78 KN /M

$D.L_{Total}$ = 0.374+0.229+0.619+1.04+0.81+0.972+0.23+ 0.78 = 5.054

4.4.2 Calculation of live load :-

L.L =5KN/m^2 , weight of partition is neglected .

$L.L_{Total}$ = 5*0.52 = 2.6 KN/m of rib.

4 . 5 Design of Topping :-

The slab reinforcement normal to the ribs is often located at mid-depth of the slab ,to resist both positive and negative moments.

4.5.1 Loading :-

- ✓ **Calculation of Dead load .**

weight of Tile = 0.03*23*1 =0.69 KN /m^2
weight of mortar = 0.02*22 *1= 0.44 KN /m^2
weight of sand =0.07*16*1= 1.12 KN /m^2
weight of topping = 0.08*25*1 = 2 KN /m^2
D.L $_{total}$ = 0.69+0.44+1.12+2 = **4.25 KN/m^2** .

- ✓ **Calculation of Live load**.

L.L $_{total}$ = 5KN/m^2.

Wu = (1.2*4.25+1.6*5) = 13.1 KN/m.

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.1 * 0.4^2}{12}$$

$$= 0.175 KN.m.$$

$$fc' = 0.8 * 30 = 24 Mpa$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.207 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 1.207 > Mu = 0.175 KN.m.$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$° = 0.0018$$

$$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$$

Then use Φ 8 @ 25 cm. in both directions

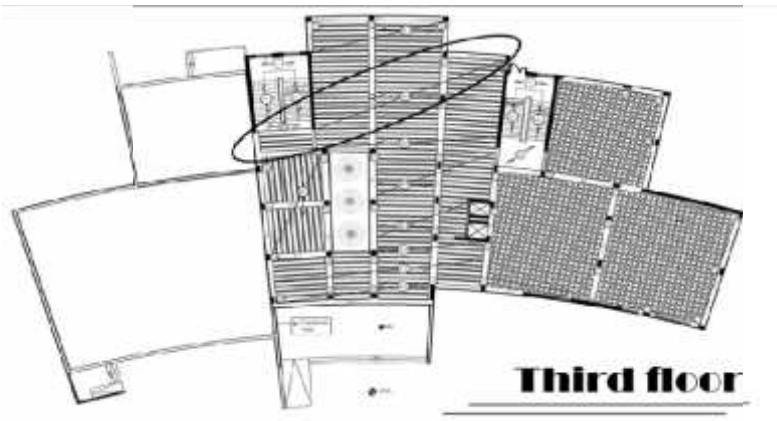
4.6 Design of Ribs:-

4.6 .1 Pos. Rib (R06) , Ribbed slab in third floor .

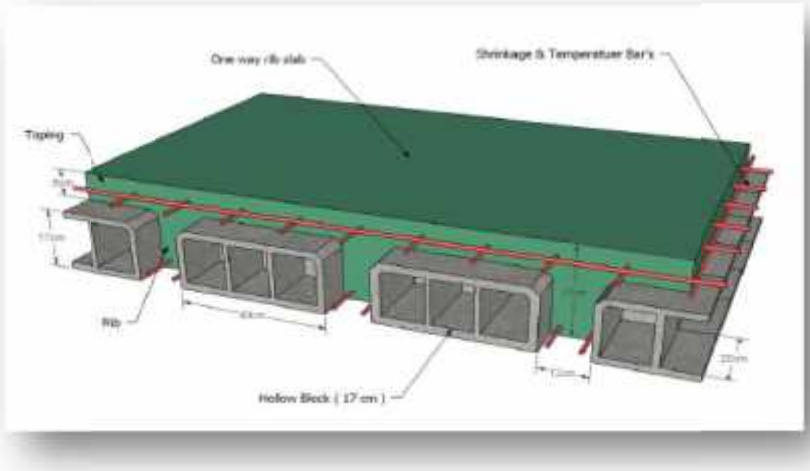
❖ Material :-

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30= 24 N/mm^2 =24Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa



Figure(4-1) : Structural Position Plan.



Figure(4-2) : Section of (Rib).

- Determine The Effective Flange Width (B_E) According

To ACI-Code 8.10.2 For T-Section.

$b_E \leq L/4$

$\leq$ 16Tf +bw

$\leq$ c/c spacing .

- Requirements For Joist(Rib) Floor According

ACI- 318-02 .

d ≤ 75 cm ……..….. select : d=40cm

bw ≥ 10cm …….……... select : bw=12 cm.

h ≤ 3.5*B =3.5*12 = 42 cm …….. select : h =35cm

Tf ≥ 1/12 *d =1/12*40 = 3.33 cm .

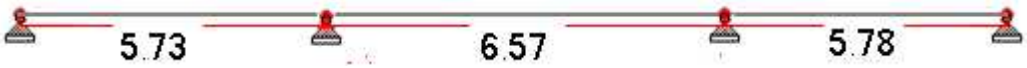
Tf>50 mm

for permanent fillers between ribs (Hollow block).

≥ 1.5 inch = 3.81 cm ……..…….. select Tf = 8cm.

❖ <u>System :-</u>

One -way ribbed slab :-



Figure(4-3) : Spans Length of Rib (R06).

⇨ <u>Loading :-</u>

✓ **Calculation Of Dead Load :-**

Weight Of Tile	= 0.03*0.52*2٤ =0.374 KN /M
Weight Of Mortar	= 0.02*0.52*22 = 0.229 KN /M
Weight Of Sand	=0.07*0.52*1٧= 0.619 KN /M
Weight Of Topping	= 0.08*0.52*25 = 1.04 KN /M
Weight Of Rib	=0.27*0.12*25 = 0.81 KN /M
Weight Of Block	=0.27*.4*9*1 =0.972 KN /M
Weight Of Plastering	=0.02*0.52*22 =0.23 KN /M
Weight of partition	= 1.5 *0.52 = 0.78 KN /M

$D.L_{Total}$ = 0.374+0.229+0.619+1.04+0.81+0.972+0.23+ 0.78 = 5.054

⇨ **5.054 KN/m of rib**.

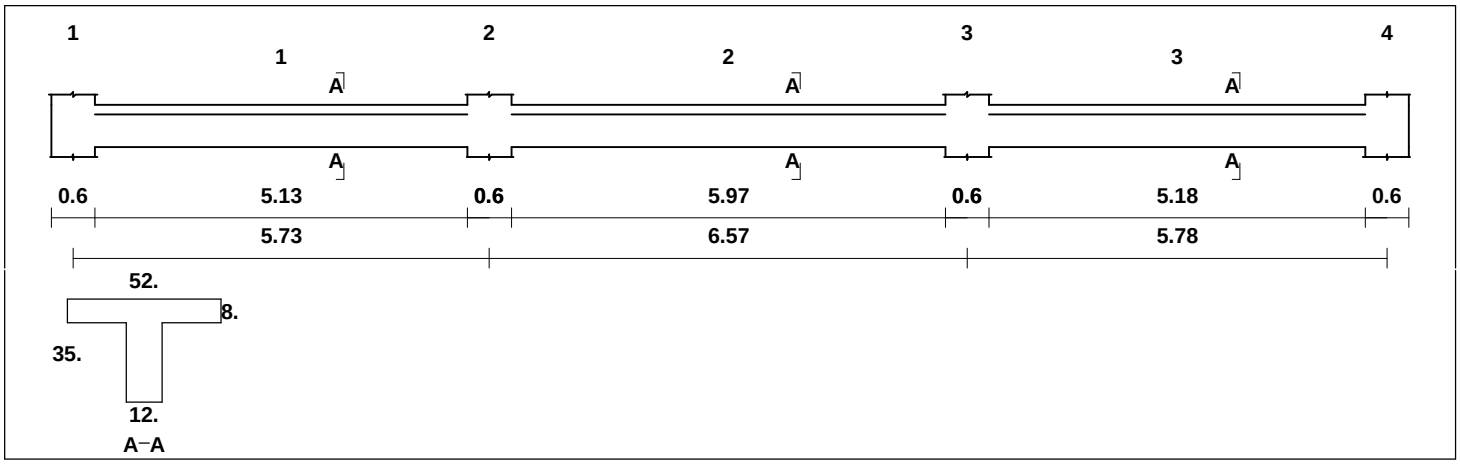
✓ **Calculation Of Live Load :-**

$L.L_{Total}$ =5 KN/m^2 (Fourth floor)

$L.L_{Total}$ (for rib) = 5*0.52 = 2.6 KN/m of rib.

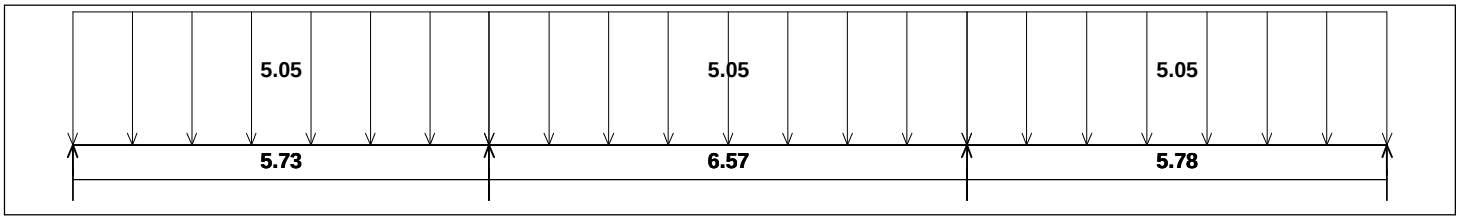
Using "Atir" Software For The Following Values Of Moment And Shear:-

Geometry Units:meter,cm

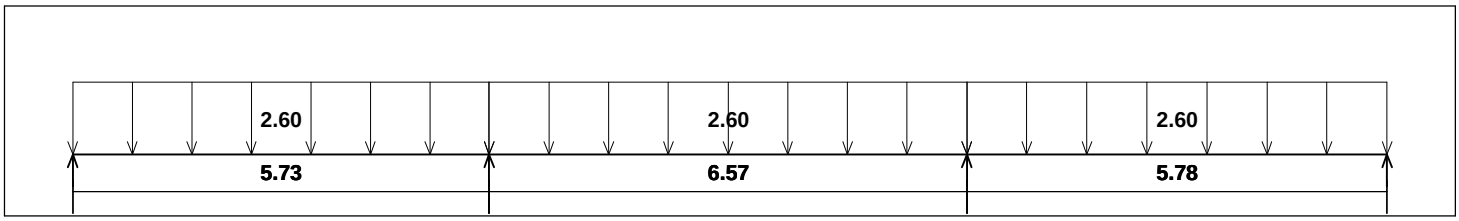


Loading

load group no. 1
Dead load - Service Units:kN,meter

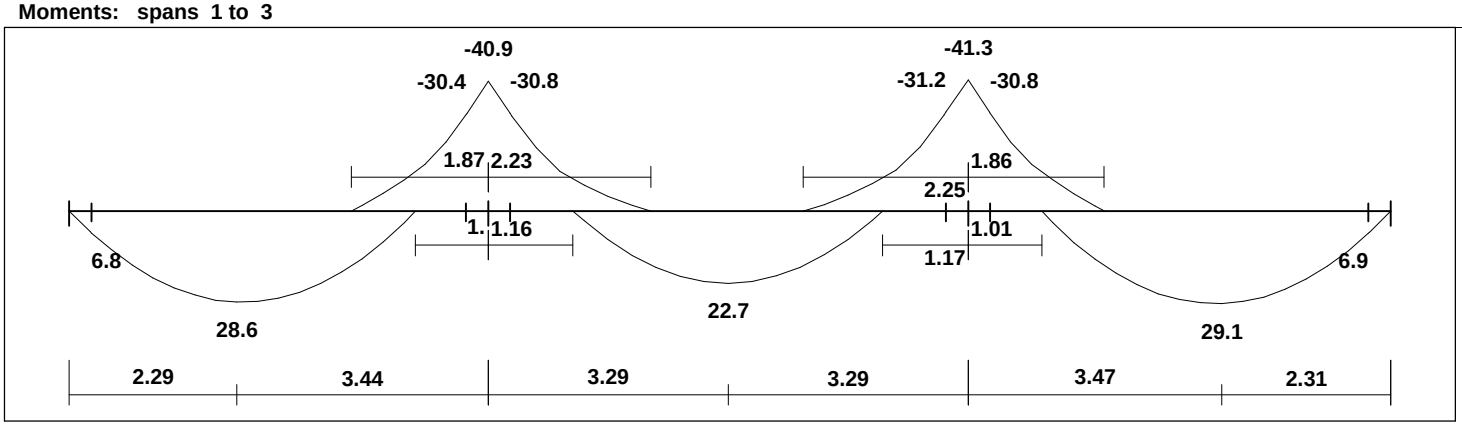


Live load - Service Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



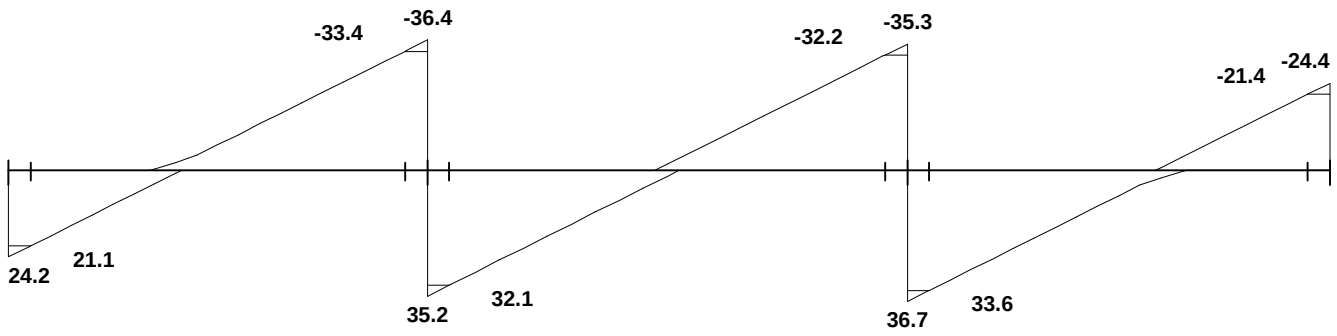
Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 3



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Shear



Reactions

Factored

DeadR	**13.38**	**41.25**	**41.5**	**13.52**
LiveR	**10.83**	**30.39**	**30.51**	**10.9**
Max R	**24.21**	**71.64**	**72.02**	**24.42**
Min R	**11.73**	**54.21**	**54.68**	**11.89**
Service				
DeadR	**11.15**	**34.37**	**34.59**	**11.26**
LiveR	**6.77**	**18.99**	**19.07**	**6.81**
Max R	**17.92**	**53.37**	**53.66**	**18.08**
Min R	**10.12**	**42.48**	**42.82**	**10.25**

Figure(4-4) : Envelope Shear and moment (Factored) KN.M
Diagram of Rib (R06).

❖ **Design : -**

✓ **Design for positive Moment for Rib (R06):-**

a) This Design of span No(1) , L= 5.73 m

b_E for T-section is the smallest of the following:

$b_E \le L/4 = 4.01/4 = 1.0025$ m

$\le$ 16Tf +bw =16*0.08+0.12 =1.4 m

$\le$ c/c spacing = 0.52 m (Control)

>> use Mu max. Positive for span = 28.6 kN.m .

>> determine whether the rib will act as rectangular or T-section:

For a = t_f = 8cm

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -8= 316 mm.

φ .Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.316-0.08/2)*10^3

= 210 KN

φMnf =210KN > Mu =28.6 KN.

Design as a rectangular with b_E = 52cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{28.6*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.316)^2} = 0.612 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.612)}{420}}\right) = 0.00148$$

As_{req} = (0.00148)* (520)* (316) = 243 mm^2

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \ge \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{..... ..... } (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \ge \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

$As_{min} = 110.5 < 126$ ……the larger is control

$As_{min} = 126mm^2 \langle As_{req} = 243mm^2$

As =243 mm^2

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 243/153.9 = 1.57

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 14}$ = 153.9 mm²

Select bottom bars 2 Φ 14 mm. Total As= 307.8 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$$

$$a = 12.2\,mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{12.2}{0.85} = 14.35\,mm$$

$$£_s = \frac{316 - 14.35}{14.35} X\, 0.003 = 0.063$$

$$£_s = 0.063 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$\Rightarrow$ Ok

b) This Design of span No(2) , L= 6.57 m .

b_E for T-section is the smallest of the following:

$b_E \le$ L/4 = 5.52/4 = 1.38 m

$\le$ 16Tf +bw =16*0.08+0.12 =1.4 m

$\le$ c/c spacing =0.52 m (Control)

>> use Mu max. Positive for span = 22.7 kN.m.

>> determine whether the rib will act as rectangular or T-section:

For a = t_f = 8cm

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -8= 316 mm

φMnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.316-0.08/2)*10^3

= 210 KN

φMnf =210KN > Mu =22.7 KN

Design as a rectangular with b_E = 52cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{22.7 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.316)^2} = 0.486 N/mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.486)}{420}}\right) = 0.0012$$

$As_{req} = 0.0012\ (520)\ (316) = 197.18\ mm^2$.

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

$As_{min} = 110.5 < 126$ ……the larger is control

$As_{min} = 126\ mm^2 < As_{req} = 197.18$

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

$\Rightarrow$ **Select bottom bars 2 Φ 12 mm. Total As= 226** mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$226 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$$

$$a = 8.9mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.5mm$$

$$£_s = \frac{312 - 10.5}{10.5} X\, 0.003 = 0.087$$

$£_s = 0.087 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

c) This Design of span No(3) , L= 5.78 m

b_E for T-section is the smallest of the following:

$b_E \leq L/4 = 6.14/4 = 1.53$ m

$\leq$ 16Tf +bw =16*0.08+0.12 =1.4 m

$\leq$ c/c spacing =0.52 m (Control)

>> use Mu max. Positive for span = 29.1 kN.m

>> determine whether the rib will act as rectangular or T-section:

For a = t_f = 8cm

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -8= 316 mm

φMnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.316-0.08/2)*10^3

= 210 KN.

φMnf =210KN > Mu =29.1 KN.

Design as a rectangular with b_E = 52cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{29.1 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.316)^2} = 0.623 N/mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.623)}{420}}\right) = 0.0015$$

As_{req} = 0.0015 (520) (316) = 246.5 mm^2 .

As_{req} =246.5 mm^2

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{..... ..... } (ACI - 10.5.1)$$

- $$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$
- As_{min} =110.5 < 126 ……the larger is control
- As_{min} = 126 mm^2 < As_{req} = 246 .5

# of bars = As/ As_{bar} = 246.5/153.9 = 1.59

⇒ Note $A_{Φ14}$ = 153.9 mm².

Select bottom bars 2 Φ 14 mm. Total As= 307.8 mm^2 .

- **Check for Tension steel yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$$

a = 12 .2 cm r

$$c = \frac{a}{1} = \frac{12.2}{0.85} = 14.35\ mm$$

$$£_s = \frac{316 - 14.35}{14.35} X\ 0.003 = 0.063$$

$£_s$ = 0.063 > 0.005 ⇒ ¤ = 0.9

⇒ Ok

❖ **Design for negative moment for Rib (R06) :-**

a) Design of support No. 2

>> use Mu max. negative for support = 30.8 kN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu\ /\ ¤}{b * d^2} = \frac{30.8 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.316)^2} = 2.86\ N/mm^2\ (Mpa)$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.86)}{420}}\right) = 0.0074$$

As_{req} = 0.0074 (120) (316) = 280.6 mm^2 .

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$$

As_{min} = 110.5 < 126 ……the larger is control $As_{min} = 126\ mm^2 < As_{req} = 280.6$

# of bars = As/ As_{bar} = 280.6/153.9 = 1.8

⇒ Note $A_{\Phi 14}$= 135.9 mm².

Select top bars 2 Φ 14 mm. Total As= 307.8 mm^2 .

- **Check for Tension steel yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.12 * a$

$a = 52.8\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{52.8}{0.85} = 62.12\,mm$

$£_s = \frac{316 - 62.12}{62.12} X\, 0.003 = 0.012$

$£_s = 0.012 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

b) Design of support No. (3)

>> use Mu max. negative for support = 31.2 kN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

Rn = $\frac{Mu\ /¤}{b * d^2} = \frac{31.2 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.316)^2} = 2.89$ N/mm^2 (Mpa)

$ρ = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$ρ = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.89)}{420}}) = 0.0075$

As_{req} = 0.0075 (120) (316) = 284.4 mm^2.

- **Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)**

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)..... ..... (ACI - 10.5.1)$

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316)$

$As_{min} = 110.5 < 126$ ……the larger is control $As_{min} = 126\ mm^2 < As_{req} = 284.4$

# of bars = As/ As_{bar} = 284.4/153.9 = 1.8

$\Rightarrow$ Note $A_{Φ14}$= 153.9 mm².

Select top bars 2 Φ 14mm. Total As= 307.8 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.12 * a$

$a = 52.8\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{52.8}{0.85} = 62.12\,mm$

$£_s = \frac{316 - 62.12}{62.12} X\ 0.003 = 0.012$

$£_s = 0.012 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

$\Rightarrow$ Ok

❖ **Design shear for Rib (R06):-**

a) At support No 2 :

Factored shear forces at d=0.316 m from support

Vu =33.6KN

1. $Vu \leq \frac{1}{2} \Phi\ Vc$

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 0.12 * 0.316 * 10^3 = 23\ KN$

$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} * 23 = 11.5$

$Vu = 20 > \frac{1}{2}\Phi\ Vc = 11.5 \ldots\ldots\ldots\ldots$ not control

2. $\frac{1}{2}\Phi\ Vc \leq Vu \leq \Phi\ Vc$

Vu= 33.6⟩ΦVc = 23……not control

3. ØVc ≤ Vu ≤ ØVc + min ØVs

min ØVs = 0.75 * bw*d(1\3) or 0.75*√fc *bw*d(1\16)

= 9.48 or 8.71

min ØVs =9.48 …….. control

ØVc + min ØVs = 32.48 …… not control

4. ØVc + min ØVs ≤ Vu ≤ ØVc + Ø *√fc *bw*d(1\3)

Ø *√fc *bw*d(1\3) = 46.44

ØVc + Ø *√fc *bw*d(1\3) = 23 +46.44 = 69.44

32.48 ≤ Vu =33.6 ≤ 69.44

Shear reinforcement > min shear reinforcement

Vu (strength) = ØVc + ØVs

ØVs = 33.6 – 23 =10.6 KN

ØVs *req* = (Ø*Av *Fy*d)\S *req*

Take Ø6 & 2Leg ➔ Av= 56.5 mm^2

10.6= (0.75*56.5*420*316*10^3)\ S *req*

S *req* =151.6 mm

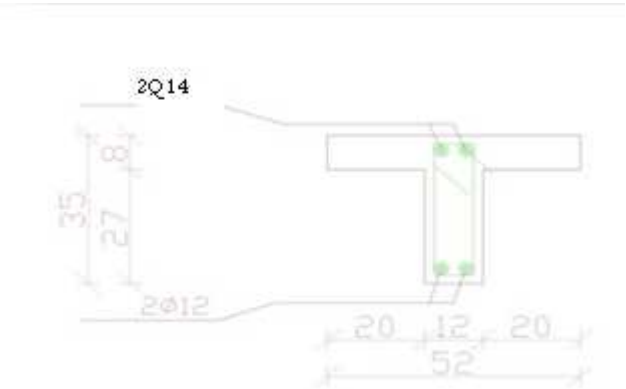
S ≤ d\2 =154 mm

S ≤ 300 mm

Take S =150 mm

.

Then use 2Φ 8 @ 15 cm.



Figure(4-5) : Section of (R06).

4.7. Design of Beam :-

4.7.1 Pos. B(04) : Beam in Third floor :-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

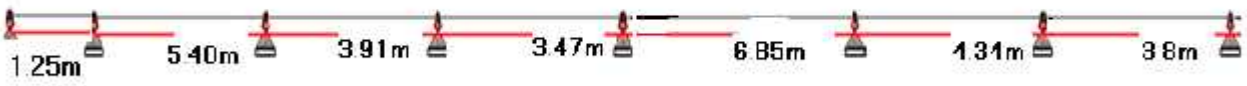
B =60

h =65cm

- L/18.5 = 4.34/18.5 =.235 m ,for exterior span (Control)
  ACI-318-02 (9.5.a)
- L/21 = 6.85/21 = 0.326 m ,for interior span
- L/16 = 1.25/8 = 0.156 m ,for cantileaver span

⇒ Select h = 65cm.

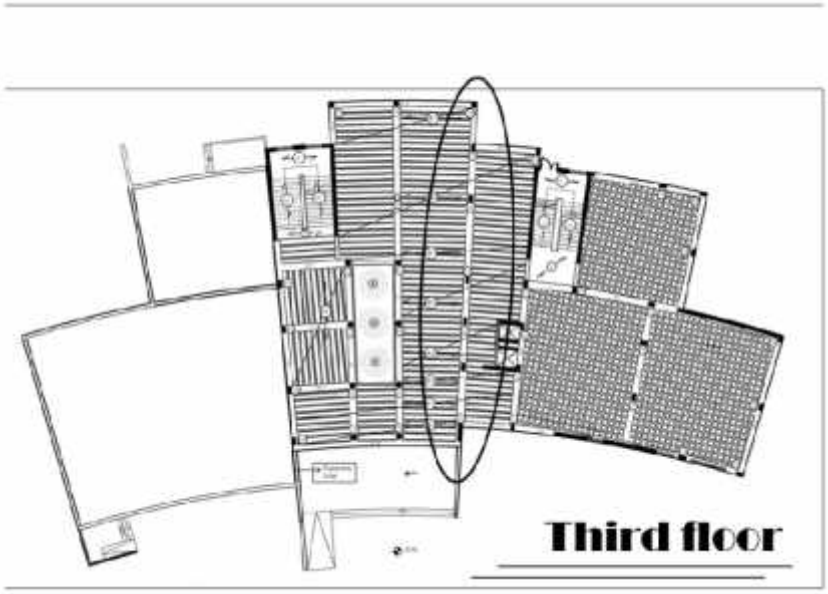
❖ **System : -**



Figure(4-6) : Spans Length of Beam(B 04)

❖ **Loading :-**

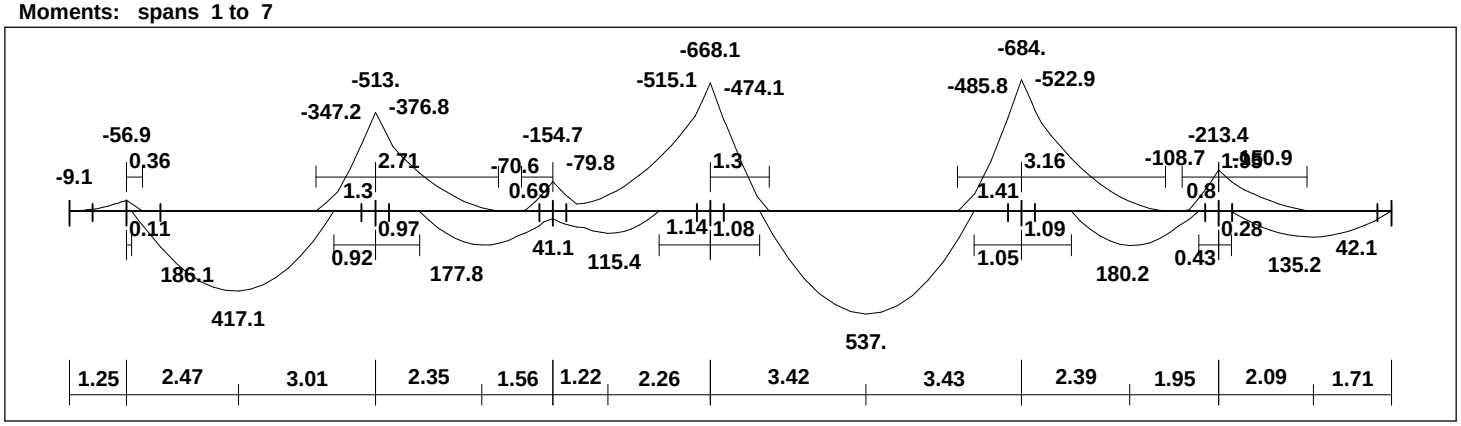
Reaction from rib(1) , D.L =13.59/0.52 =26.13 KN/m
L.L =9.84/0.52 = 18.92 KN/m
Reaction from rib(2) , D.L =36.32/0.52 = 69.85 KN/m
L.L =25.84/0.52 =49.7 KN/m
Reaction from rib(3) , D.L =41.12/0.52 =79.1 KN/m
L.L =28.2/0.52 = 54.23 KN/m
Reaction from rib(4) , D.L =37.26/0.52 =71.65 KN/m
L.L =25.56/0.52 = 49.15 KN/m
Reaction from rib(5) , D.L =39.91/0.52 =76.75 KN/m
L.L =28.83/0.52 = 55.44 KN/m
Reaction from rib(6) , D.L =41.5/0.52 =79.81 KN/m
L.L =30.51/0.52 = 58.67 KN/m
Reaction from rib(7) , D.L =16.37/0.52 =31.5KN/m
L.L =12.41/0.52 = 23.86 KN/m



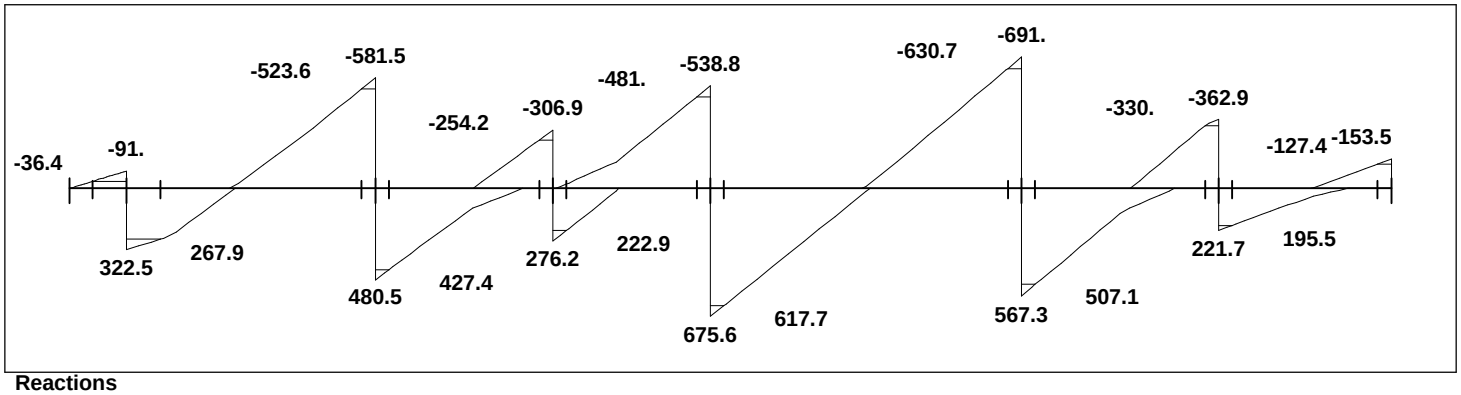
Figure(4-7) : position of beam (B 04).

Using "Atir" software for the following values of moment and shear

Moments: spans 1 to 7



Shear



Reactions

Factored

DeadR	227.15	567.44	216.53	633.28	659.66	269.57	72.07
LiveR	186.36	494.55	366.52	581.09	598.6	315.04	81.48
Max R	413.51	1061.99	583.05	1214.37	1258.26	584.61	153.55
Min R	259.2	695.13	190.75	737.61	853.9	267.1	45.43
Service							
DeadR	189.29	472.87	180.44	527.74	549.71	224.64	60.06
LiveR	116.47	309.09	229.07	363.18	374.13	196.9	50.92
Max R	305.76	781.96	409.52	890.92	923.84	421.54	110.98
Min R	209.32	552.67	164.33	592.94	671.12	223.1	43.41

Figure(4-8) : Envelope Shear Diagram and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B04) .

❖ **Design :-**

✓ **Design of Positive Moment for Beam (B4):-**

a) The design of span No. (1) , L = 5.48 m ,

$B = 60cm, h = 65cm$

$d = 650 - 40 - 12 - 10 = 588mm$

$d' = 60mm$

Mu= 417.2 KN .m

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 252\ mm$

$a = {}_1 \times c$

$a = 0.85 \times 252 = 214.2\ mm$

$c_{max} = 252\ mm$

$a_{max} = 214.2\ mm$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.816

ΦMnc = Φ *0.85 f_c * b * a_{max} *(d- a_{max} /2)

= 0.816* 0.85 (24) (0.6) (0. 2142)(0.588-0.2142/2)*10^3

= 1210.4 KN.m

Mu = 417.2 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

⇒ The section must be singly reinforced section:

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu\ / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{417.2 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 2.23 N/mm^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.23)}{420}}\right) = 0.0056$$

As req = ρ * b * d = 0.0056 * 600 * 588 = 1975.7 mm²

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{min} = 1176\ mm^2 < As_{req} = 1975.7\ mm^2$

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1975.7/254.5 = 7.7

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select bottom bars 8 Φ 18 mm. Total As= 2036 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$10 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 69.86mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{69.86}{0.85} = 82.2mm$$

$$£_s = \frac{588 - 82.2}{82.2} X 0.003 = 0.018$$

$£_s = 0.018 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

b) The design of span No. (2) , L = 3.91m

Mu = 178 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{178 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.953 N/mm^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.953)}{420}}\right) = 0.0023$$

As req = ρ * b * d = 0.0023 * 600 * 588 = 811.44 mm²

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{\min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1176\ mm^2 > As_{req} = 811.44\ mm^2$

As = 1176 mm²

⇒ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1176 / 254.5 = 4.6

⇒ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select bottom bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$$

$$a = 43.66mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36mm$$

$$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.031$$

$£_s = 0.031 \succ 0.005$

⇒ Ok

c) The design of span No. (3) , L = 3.47m

Mu = 115.4 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

⇒ The section must be singly reinforced section:

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b \ * \ d^{2}}$$

$$Rn = \frac{115.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^{2}} = 0.62 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.62)}{420}}) = 0.0015$$

As req = ρ * b * d = 0.0015 * 600 * 588 = 529.2 mm²

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{min} = 1176 \ mm^2 > As_{req} = 529.2 \ mm^2$

As = 1176 mm²

⇒ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1176 / 254.5 = 4.6

⇒ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select bottom bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 43.66mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36mm$

$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.031$

$£_s = 0.031 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

d) The design of span No. (4) , L = 6.85m

Mu = 537.4 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b \ * \ d^{\ 2}}$$

$$Rn = \frac{537.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.2.88 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.88)}{420}}) = 0.0074$$

As req = ρ * b * d = 0.0074 * 600 * 588 = 2610.72 mm²

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{\min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1176 \ mm^2 < As_{req} = 2610.72 \ mm^2$

As = 2610.72 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 2610.72 / 254.5 = 10.25

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18} = 254.5\ mm^2$

Select bottom bars 11 Φ 18 mm. Total As= 2799.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$11 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$$

$$a = 96.1mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{96.1}{0.85} = 113.1mm$$

$$£_s = \frac{588 - 113.1}{113.1} X 0.003 = 0.0126$$

$$£_s = 0.0126 \succ 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

e) The design of span No. (5) , L = 4.34m

Mu = 180.3 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b \ * \ d^{\ 2}}$$

$$Rn = \frac{180.3 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.966 N/mm^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.966)}{420}}) = 0.0024$$

As req = ρ * b * d = 0.0024 * 600 * 588 = 846.72 mm²

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$

$As_{min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{min} = 1176\ mm^2 > As_{req} = 846.72\ mm^2$

As = 1176 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1176 / 254.5 = 4.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select bottom bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 43.66mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36mm$

$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.0374$

$£_s = 0.031 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

f) The design of span No. (6) , L = 3.8m

Mu = 135.4 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2}$

$Rn = \frac{135.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.73 N/mm^2$ (Mpa)

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.73)}{420}}\right) = 0.0018$$

As req = ρ * b * d = 0.0018 * 600 * 588 = 635 mm²

- **Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{\min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1176\ mm^2 > As_{req} = 635\ mm^2$

As = 1176 mm²

⇒ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1176 / 254.5 = 4.6

⇒ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select bottom bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$$

$$a = 43.66mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36mm$$

$$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.0374$$

$$£_s = 0.031 \succ 0.005$$

⇒ Ok

✓ **Design for negative moment for Beam (B04):-**

- **Support No.(1) :-**

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 252\ mm$

$a = {}_1 \times c$

$a = 0.85 \times 252 = 214.2\ mm$

$c_{max} = 252\ mm$

$a_{max} = 214.2\ mm$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816$

$\Phi Mnc = \Phi * 0.85 f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85\ (24)\ (0.6)\ (0.2142)(0.588 - 0.2142/2) * 10^3$

$= 1210.4$ KN.m

$Mu = 56.9$ KN .m $< \Phi Mnc = 1210.4$ KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$Mu = 56.9$ KN .m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2}$

$Rn = \frac{56.9 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.31$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$

$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.31)}{420}}\right) = 0.00074$

As req = ρ * b * d = 0.00074 * 600 * 588 = 261.1 mm²

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{\min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1176 mm^2 > As_{req} = 261.1$ mm²

As = 1176 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1176 / 254.5 = 4.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select top bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 43.66 mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36 mm$$

$$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.0374$$

$£_s = 0.031 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Support No.(2) :-**

Mu = 376.9 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

Mu= 376.9 KN .m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{376.9 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.1)}{420}}\right) = 0.0053$$

As req = ρ * b * d = 0.0053 * 600 * 588 = 1869.84 mm²

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{\min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1176 mm^2 < As_{req} = 1869.84$ mm²

As = 1869.84 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1869.84 / 254.5 = 7.4

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select top bars 8 Φ 18 mm. Total As= 2036 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$8 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$$

$$a = 69.86 mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{69.86}{0.85} = 82.2 mm$$

$$£_s = \frac{588 - 82.2}{82.2} X 0.003 = 0.018$$

$£_s = 0.018 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Support No.(3) :-**

Mu = 79.9 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

⇒ The section must be singly reinforced section:

Mu= 79.9 KN .m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu \ / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{79.9 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.43 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.43)}{420}}\right) = 0.0011$$

As req = ρ * b * d = 0.0011 * 600 * 588 = 388.1 mm²

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

As_{min} = 1028 .8 < 1176 ……the larger is control

$As_{min} = 1176 mm^2 > As_{req} = 388.1$ mm²

As = 1176 mm²

⇒ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1176 / 254.5 = 4.6

⇒ Note $A_{Φ18}$ = 254.5 mm²

Select top bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 43.66mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36mm$

$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.0374$

$£_s = 0.031 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Support No.(4) :-**

$Mu = 474.4$ KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$Mu = 474.4$ KN .m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

$Rn = \frac{Mu \ / ¤}{b * d^2}$

$Rn = \frac{474.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 2.54$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.54)}{420}}) = 0.0065$

As req = ρ * b * d = 0.0065 * 600 * 588 = 2293.2 mm²

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$

$As_{min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{min} = 1176mm^2 < As_{req} = 2293.2$ mm²

As = 2293.2 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2293.2 / 254.5 = 9.1

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select top bars 10 Φ 18 mm. **Total As= 2545** mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$10 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 87.33mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{87.33}{0.85} = 102.74mm$

$£_s = \frac{588 - 102.74}{102.74} X 0.003 = 0.014$

$£_s = 0.014 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Support No.(5) :-**

Mu = 523.2 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

Mu= 523.2 KN .m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

$Rn = \frac{Mu \ / ¤}{b * d^2}$

$Rn = \frac{523.2 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 2.81$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.81)}{420}}) = 0.0072$

As req = ρ * b * d = 0.0072 * 600 * 588 = 2540.16 mm²

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{\min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1176 mm^2 < As_{req} = 2540.16$ mm²

As = 2540.16 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2540.16 / 254.5 = 9.9

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select top bars 10 Φ 18 mm. Total As= 2545 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$10 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$

$a = 87.33 mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{87.33}{0.85} = 102.74 mm$$

$$£_s = \frac{588 - 102.74}{102.74} X 0.003 = 0.014$$

$£_s = 0.014 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Support No.(6) :-**

Mu = 108.8 KN .m < ΦMnc =1210.4 KN .m

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

Mu= 108.8 KN .m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu \ / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{108.8 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.588)^2} = 0.59 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.59)}{420}}\right) = 0.0014$$

As req = ρ * b * d = 0.0014 * 600 * 588 = 493.9 mm²

- **Check Minimum Reinforcement Asmin. (ACI- 318- 02,10.5).**

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(588) \geq \frac{1.4}{420}(600)(588)$$

$As_{min} = 1028.8 < 1176$ ……the larger is control

$As_{min} = 1176 mm^2 > As_{req} = 493.9$ mm²

As = 1176 mm²

$\Rightarrow$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 1176 / 254.5 = 4.6

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select top bars 5 Φ 18 mm. Total As= 1272.5 mm^2.

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$5 * 254.5 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.6 * a$$

$$a = 43.66 mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{43.66}{0.85} = 51.36 mm$$

$$£_s = \frac{588 - 51.36}{51.36} X 0.003 = 0.0374$$

$£_s = 0.031 \succ 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

✓ **Design of Shear for Beam (B04):**

d=650-40-12-10=588 mm

- **At support No 2 :-**

Factored shear forces at d=0.288 m from support Vu =512.6 KN

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.6* 0.588*10^3 = 216 KN$

$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{1}{2} * 216 = 108$

$Vu=512.6 > \frac{1}{2}\Phi Vc=108 \ldots\ldots\ldots not control$

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$Vu=512.6 > \Phi Vc=216 \ldots\ldots\ldots not control$

3. $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi Vs_{min} = \Phi(\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d \ge ¤ (\frac{1}{3}) * bw * d$

$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.6 * 0.588 * 10^3 \ge 0.75 (\frac{1}{3}) * 0.6 * 0.588 * 10^3$

$\Phi Vs_{min} = 81 \le 88.2$

$\Phi Vs_{min} = 88.2 KN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 216 + 88.2 = 304.2 \ kN$

$Vu = 512.6kN > \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 304.2kN$ …… not control

4. $\Phi Vc + \Phi Vs_{min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

$\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 0.6 * 0.588 * 10^3 = 432KN$

$304.2 \le 512..6 \le 216 + 432 = 648\,kN$..... control

So categories (4) satisfy:

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy * d}$$

$$Vs = \frac{Vu}{¤} - Vc = \frac{512.6}{0.75} - \frac{216}{0.75} = 395.5KN$$

Use 2φ10

$$\frac{2*79*10^{-6}}{s} = \frac{395.5*10^{-3}}{420*0.588}$$

S=0.0986 m =19.72 cm

$S_{max} \le d/2$ =58.8/2 =29.4.4 cm ≤ 30 cm

⇒ **Then use Φ 10 @ 20 cm.**

4.7. 4 Pos. B(02) : Beam in Ground floor .

- **Material :-**

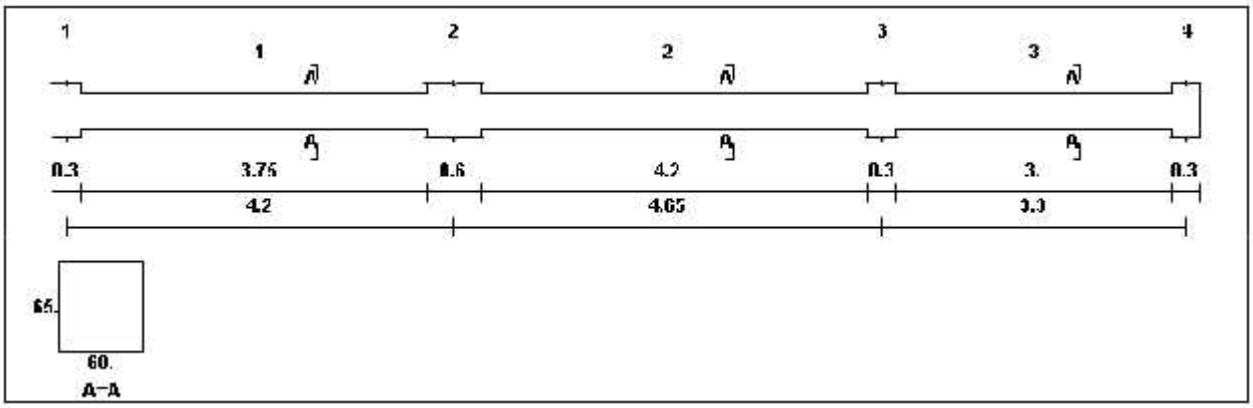
  concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

  Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

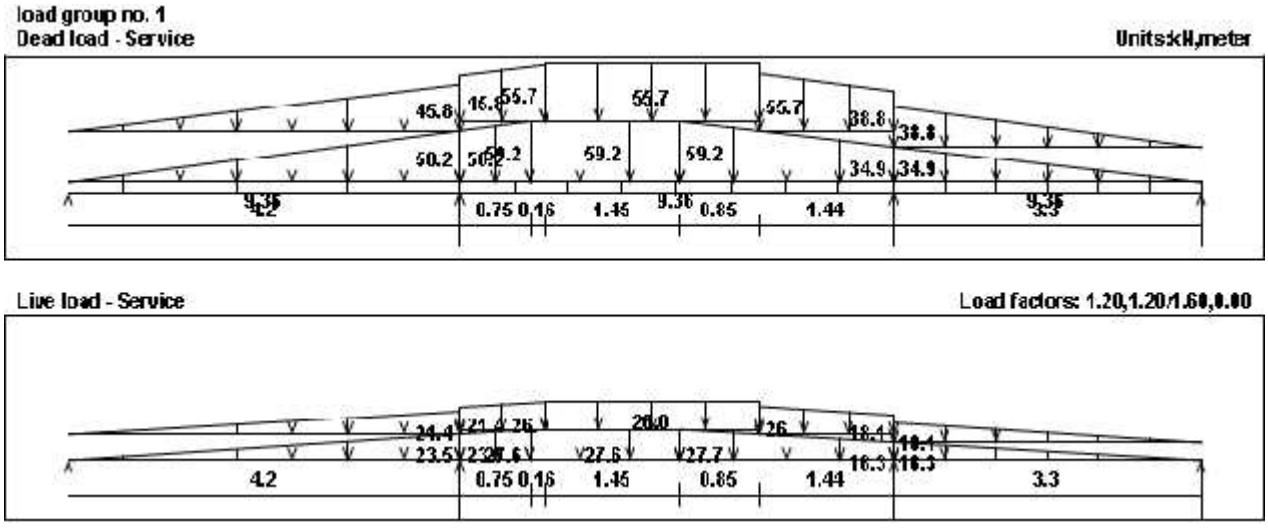
- **Section :-**

  B =60 , h =65cm

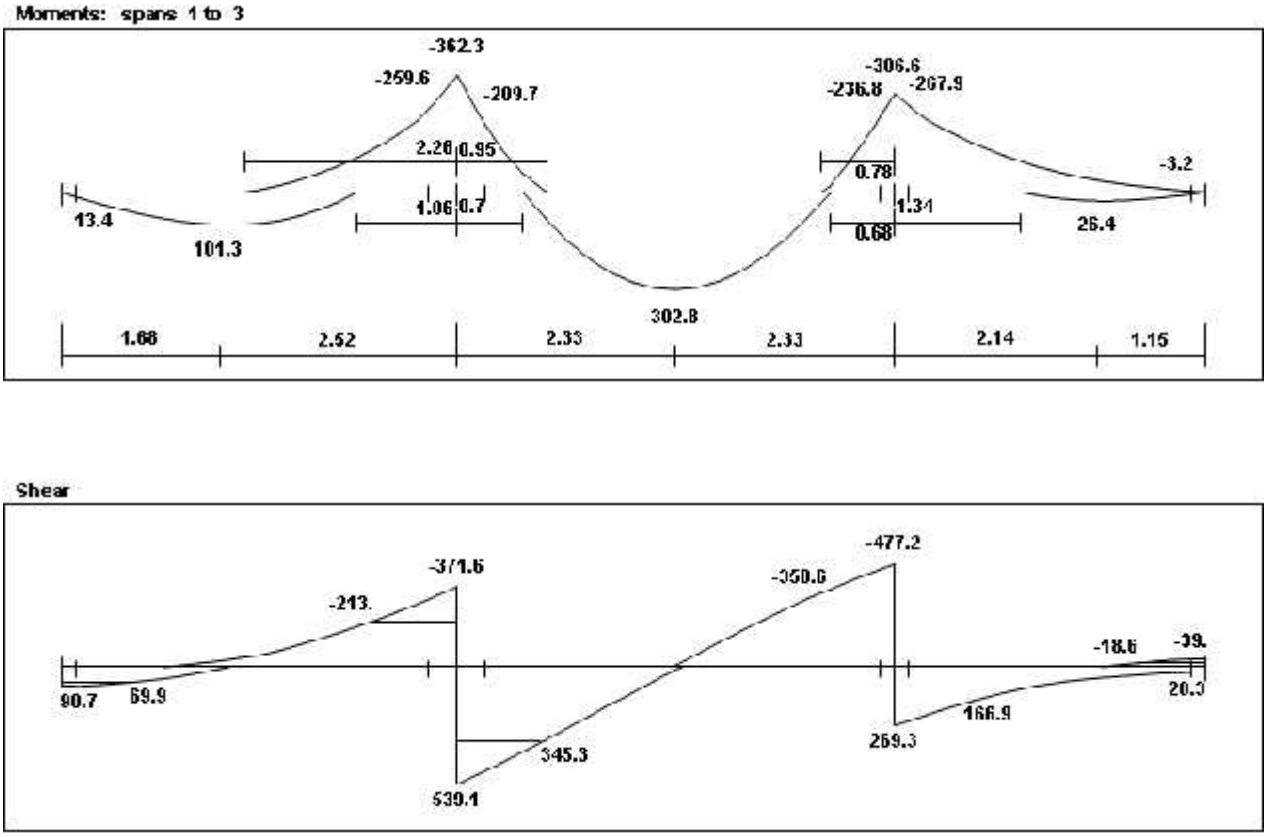
- **System :**



Figure(4-29) : Spans Length of Beam (B02)



Figure(4-30) : Load Diagram of Beam (B02).



Figure(4-31) :Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B02).

❖ **Design :-**

See Beam Details Plan. .

4.7. 4 Pos. B(06) : Beam in Ground floor .

- **Material :-**

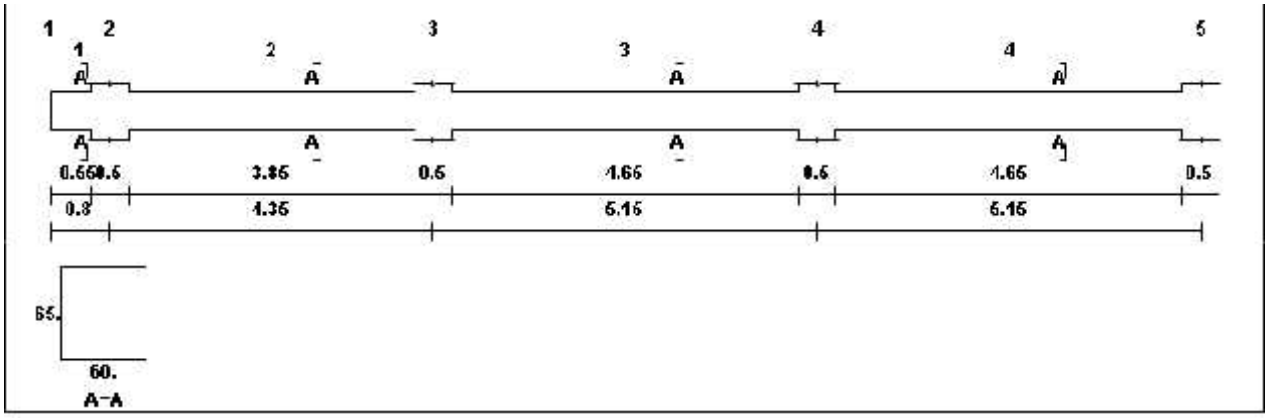
  concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

  Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

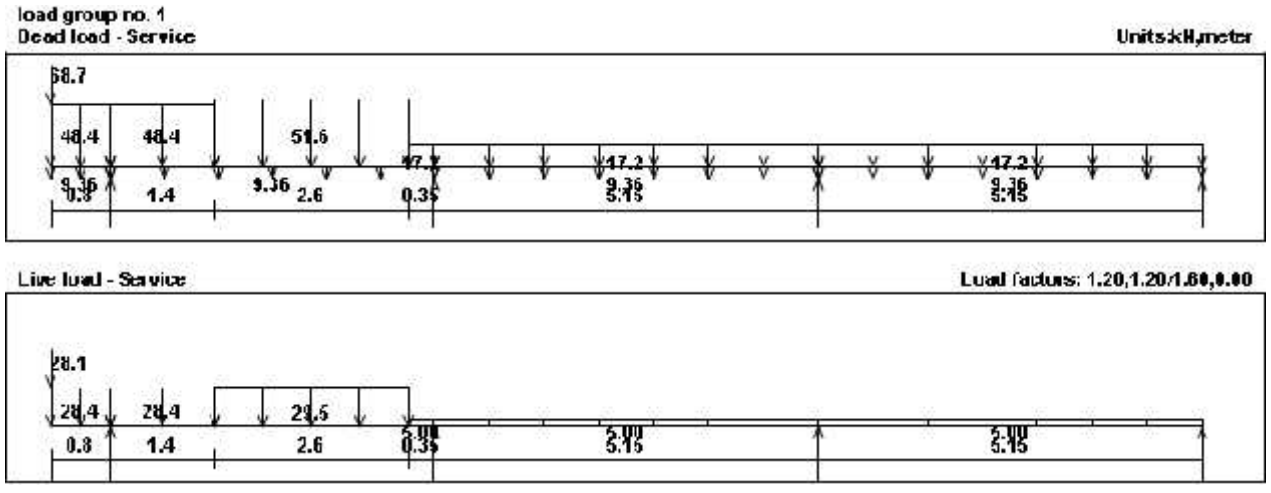
- **Section :-**

  B =60 , h =65cm

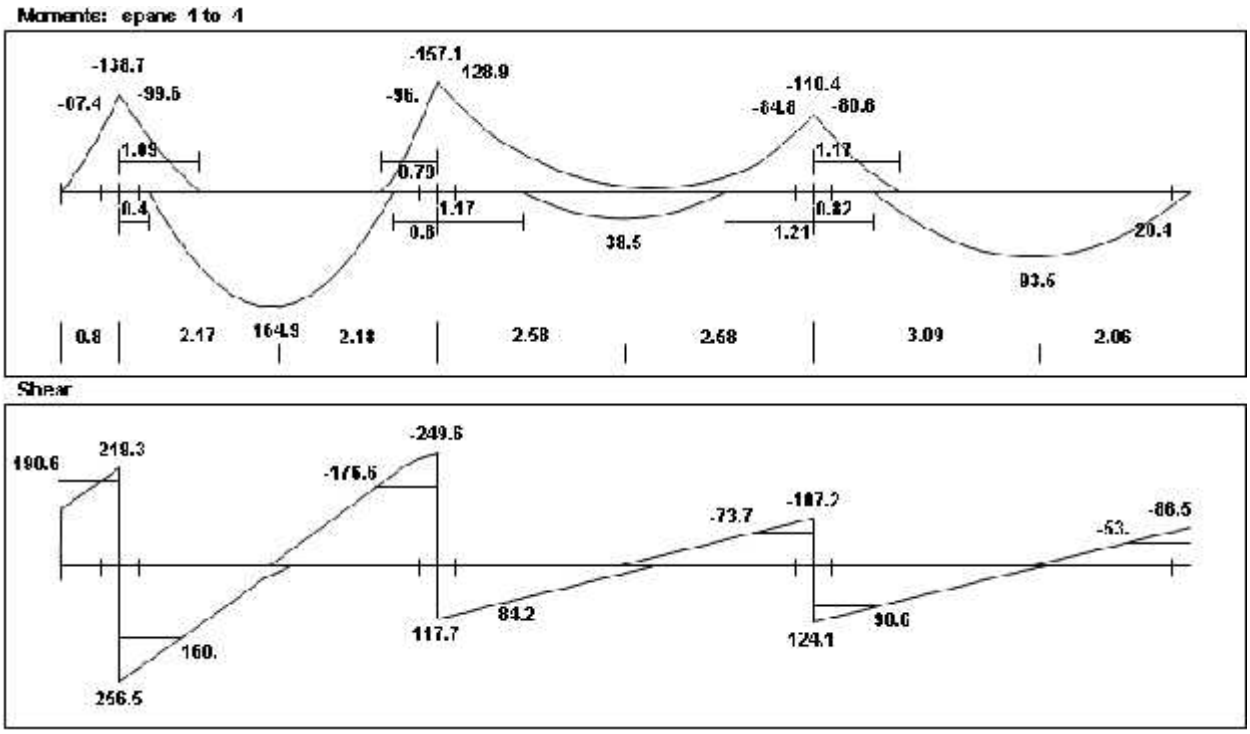
- **System :**



Figure(4-29) : Spans Length of Beam (B06)



Figure(4-30) : Load Diagram of Beam (B06).

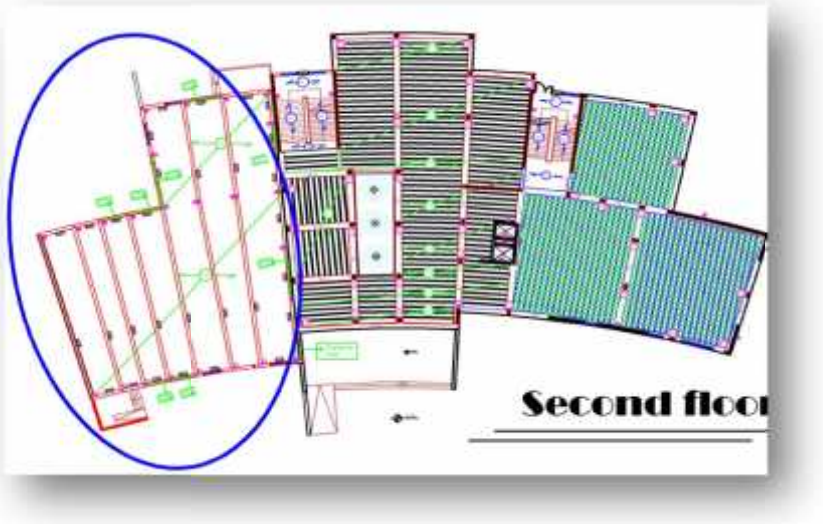


Figure(4-31) :Envelope Shear and moment (Factored) KN.M Diagram of Beam (B06).

❖ **Design :-**

See Beam Details Plan. .

4.8 Design of One way solid slab :-



Figure(4-32) : One way solid slab of Basement 2 Floor.

❖ **Material :-**

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

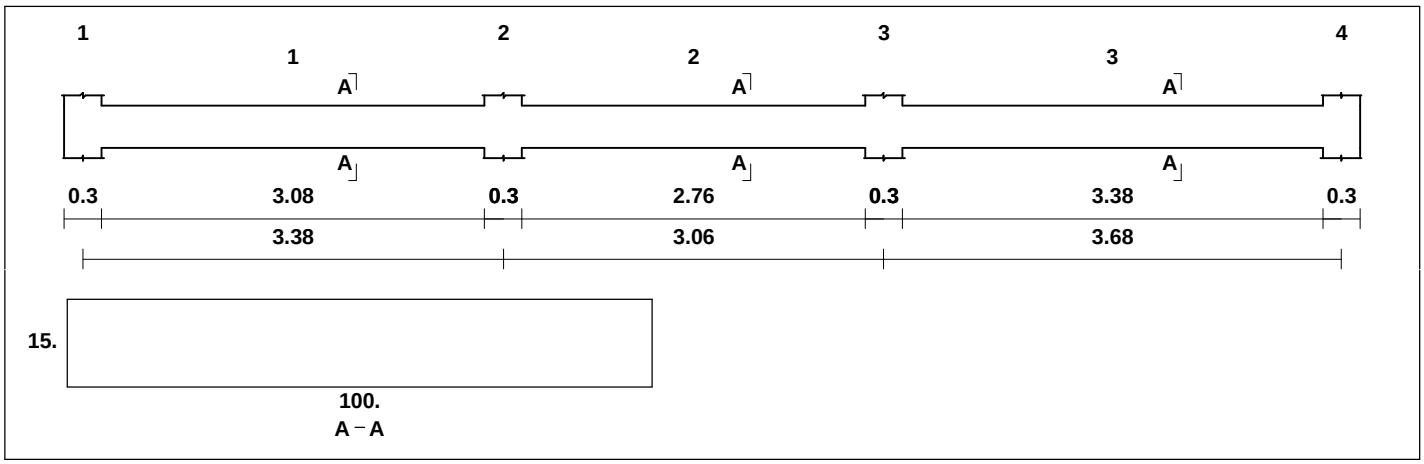
❖ **Section :-**

- ✓ L/24 = 3.34/21 = 0.146 m , for interior span
- ✓ L/24 = 3.68/24 = 0.15 m , for exterior span

(Control) …….. ACI-318-02 (9.5.a)

⇒ **Select h = 25cm**

❖ System :-



Figure(4-33) : Spans Length of Solid Slab (S1)

❖ Loading :-

✓ Live Load :-

L.L =5 KN/m^2

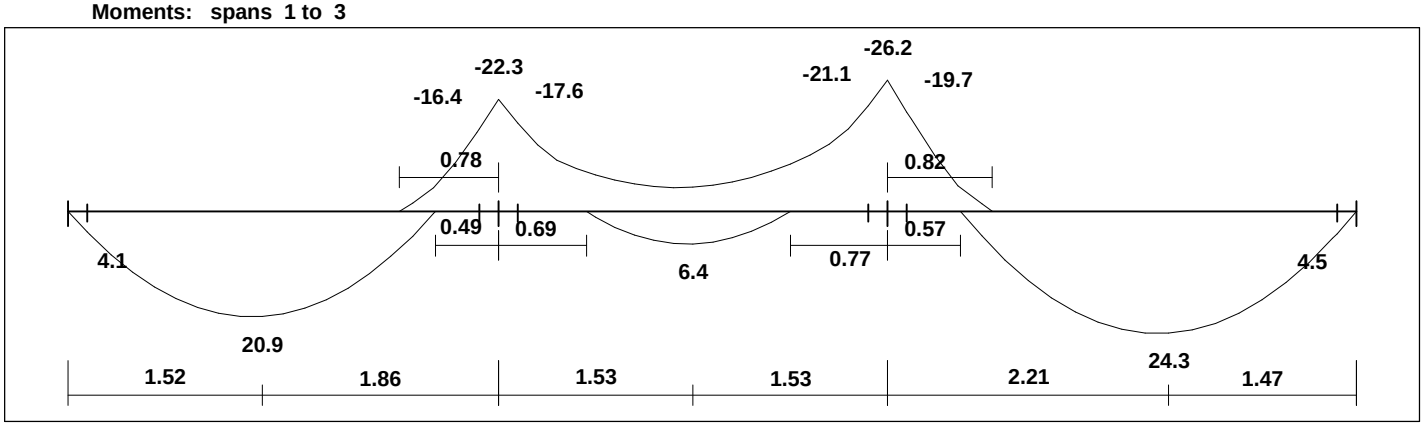
✓ Dead Load :-

Weight Of tiles =0.03*24=0.72 KN /m^2
Weight Of morter =0.02*22=0.44 KN /m^2
Weight Of sand =0.07*17=1.19 KN /m^2
Weight Of Solid =0.15*25=3.75 KN /m^2
Weight Of Plastering =0.02*22 =0.44 KN /m^2

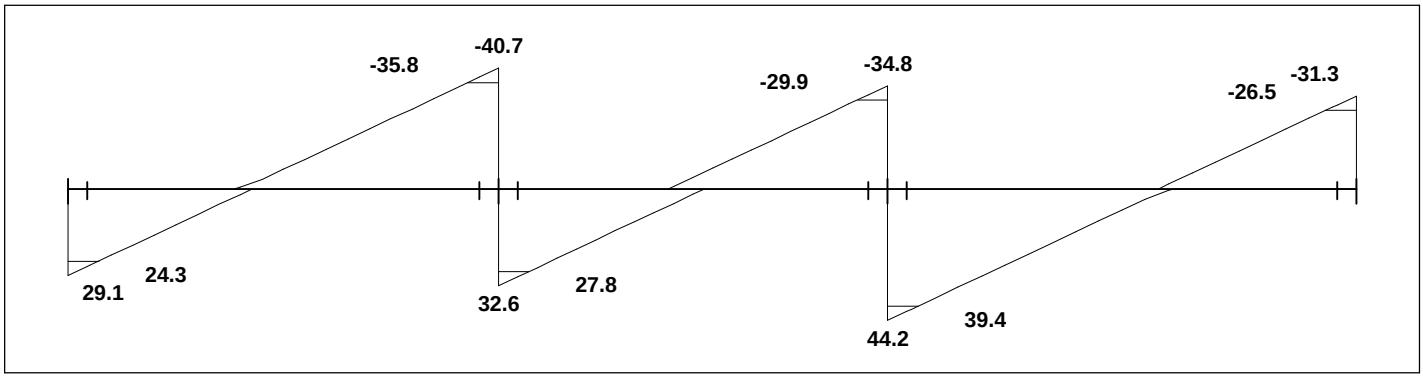
D.L=6.54 KN/m^2
d= 150-20-16=114

❖ Design :-

Moments: spans 1 to 3



Shear



Figure(4-34) : Envelope moment & shear Diagram of Solid Slab (S1)

a) Design of shear:-

Vu = 39.4 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1 * 0.114*10^3 = 69.8$ KN

$\Phi Vc = 69.8 > Vu = 39.4$

No shear reinforcements is required

b) Design of negative moment:-

Mu=21.1

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{21.1*10^{-3}/0.9}{1*(0.114)^2} = 1.8\ N/mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.8)}{420}}\right) = 0.0045$$

ρ=0.0045

$As_{req} = 0.0045(1000)(114) = 513\ mm^2/m.$

$As_{req} = 513\ mm^2/m$

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

$\Rightarrow$ **Select main bars Φ 12@20 cm**

Shrinkage &temperature reinforcement

$As_{min} = 0.0018 * 1000 * 150 = 270\ mm^2$

Use **Φ 10 @ 25 cm in other direction**

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As * fy = 0.85 * f_c * b * a$

$$565*10^{-6}*420 = 0.85*24*1*a$$

$$a = 11.6mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{11.6}{0.85} = 13.65mm$$

$$£_s = \frac{114-13.65}{13.65} X 0.003 = 0.022$$

$$£_s = 0.022 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

$\Rightarrow$ Ok

c) Design of positive moment.

Mu=24.3

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{24.3*10^{-3}/0.9}{1*(0.114)^2} = 2.1 N/mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.1)}{420}}) = 0.0053$$

ρ=0.0053

As_{req} = 0.0053(1000) (114) = 604.2 mm^2 /m.

As_{req} =604.2 mm^2 /m

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

$\Rightarrow$ **Select main bars Φ 12@15 cm**

Shrinkage &temperature reinforcement

As_{min} = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm²

Use **Φ 10 @ 25 cm in other direction**

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$753.3*10^{-6}*420 = 0.85*24*1*a$$

$$a = 15.5mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.24mm$$

$$£_s = \frac{114 - 18.24}{18.24} X0.003 = 0.0157$$

$£_s = 0.0157 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$ …… OK

d) Design of positive moment.

Mu=6.4

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{36.9*10^{-3}/0.9}{1*(0.114)^2} = .55\ N/mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.55)}{420}}) = 0.00133$$

ρ=0.00133

As_{req} = 0.00133 (1000) (114) = 151.6 mm^2 /m.

As_{req} =151.6 mm^2 /m

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm²

$\Rightarrow$ **Select main bars Φ 8@30 cm**

Shrinkage &temperature reinforcement

As_{min} = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm²

Use **Φ 10 @ 25 cm in other direction**

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$167.7*10^{-6}*420 = 0.85*24*1*a$$

$$a = 3.5mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{3.5}{0.85} = 4.12mm$$

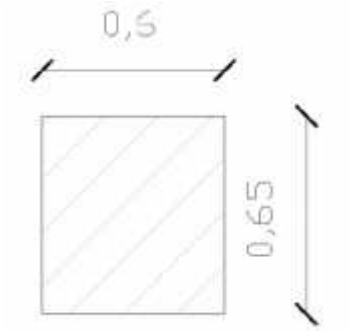
$$£_s = \frac{114-4.12}{4.12} X0.003 = 0.08$$

$$£_s = 0.08 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

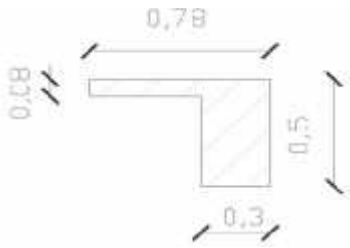
Ok

4.8 Design of two way ribbed slab :-

Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:-



Ib1= $\frac{bh^3}{12} = \frac{0.6(0.65)^3}{12} = 0.013\ m^4$



Ib2 :-

BE ≤ 10.9 / 12 = 0.908 m

≤ 6* 0.08 + 0.3 = 0.78 m control

≤ 10.9 2 +0.3 = 5.75 m

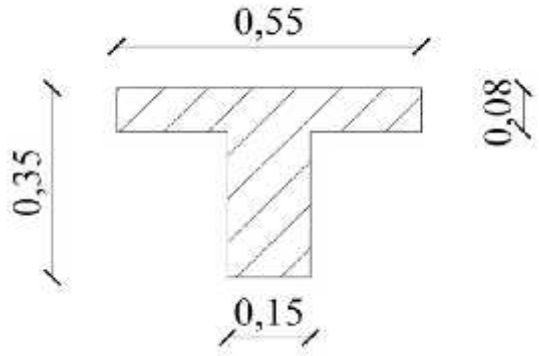
$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$

$\overline{Yb2} = \frac{30*50*25 + 8*48*4}{30*50 + 8*48} = 0.207\,m$

$Ib_2 = \frac{0.78\times(0.207)^3}{3} - \frac{(0.48)\times(0.127)^3}{3} + \frac{0.3\times(0.293)^3}{3} = 0.004373\,m^4$

$$\overline{Yrib} = \frac{40*8*4+35*15*17.5}{40*8+35*15} = 12.38mm$$

$$I_{rib} = \frac{0.55\times(0.1238)^3}{3} - \frac{2*(0.2)\times(0.0438)^3}{3} + \frac{0.15\times(0.224)^3}{3}$$



$$I_{rib} = 8.98\times10^{-4} m^4 / b$$

$$I_{slab}1 = \frac{8.9\times10^{-4}}{0.55}\times11.2/2 = 0.009m^4$$

$$I_{slab}2 = \frac{8.9\times10^{-4}}{0.55}\times11.5 = 0.018m^4$$

$$I_{slab}3 = \frac{8.9\times10^{-4}}{0.55}\times11.8/2 = 0.0098m^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_{b2}}{I_{s1}} = \frac{43.73\times10^{-4}}{91\times10^{-4}} = 0.485$$

$$\sim_2 = \frac{I_{b1}}{I_{s2}} = \frac{13\times10^{-3}}{180\times10^{-4}} = 0.722$$

$$\sim_3 = \frac{I_{b2}}{I_{s3}} = \frac{43.73\times10^{-4}}{98\times10^{-4}} = 0.455$$

$$\sim_m = \frac{\sim_1 + \sim_2 + 2*\sim_3}{2} = \frac{0.485 + 0.722 + 2*0.455}{4} = 0.529$$

$$0.2 < \sim < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.529 < 2$$

According to ACI-code**:**

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + fy/1500)}{36 + 5\ (\sim - 0.2)}$$ ***ACI-318-02 (Eq: 9-1)***

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{11.5}{10.9} = 1.055$$

$$h_m = \frac{11.5(0.8 + 420/1400)}{36 + 5*1.055(0.529 - 0.2)} = 0.33m = 33cm$$

We select the two way ribbed slab Thickness = 35 cm

Design of two way ribbed slab :-

❖ Loading :-

✓ Live Load :-

L.L =5 KN/m^2

✓ Dead Load :-

Weight Of tiles =0.03*24*0.55*0.55=0.2178 KN /rib^2
Weight Of morter =0.02*22*0.55*0.55=0.1331 KN /rib^2
Weight Of sand =0.07*17*0.55*0.55=0.36 KN /rib^2
Weight Of top =0.08*25*0.55*0.55=0.605 KN /rib^2
Weight Of block =0.4*0.4*0.27*9=0.389 KN /rib^2
Weight Of block =(0.55+0.4)*0.15*0.27*25=0.9618 KN /rib^2
Weight Of Plastering =0.02*22*0.55*0.55 =0.1331 KN /rib^2
Weight Of Partition = 1.5 *0.55*0.55=0.4537 KN /rib^2

D.L=3.25 KN /rib^2

D.L=3.25 / 0.55*0.55=10.74 KN/m^2

Design of shear :-

Wu(D) =1.2*10.74 = 12.9 KN/m^2

Wu(L) =1.6*5 = 8 KN/m^2

La=10.9 , Lb = 11.5

Wa =0.75 , Wb =0.25 According to ACI-code**:**

Vu(a) =(12.9 + 8) $\frac{10.9*11.5*0.75}{11.5*2}$ *** 0.55 =47 KN**

Vu(B) =(12.9 + 8) $\frac{10.9*11.5*0.25}{10.9*2}$ *** 0.55 =16.5 KN**

$$\Phi Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 0.15 * 0.316 * 10^3 = 29\ KN$$

1.1 * ΦVc =1.1 * 29 =31.9 KN not OK

Try item three:-

$$\Phi Vs\ min = \frac{0.75}{3} * 0.15 * 0.316 * 10^3 = 11.85\ KN$$

$$\geq \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.15 * 0.316 * 10^3 = 10.8\ KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs\ min = 11.85 + 31.9 = 43.75\ KN$$

Vu(a) = 47 KN > $\Phi Vc + \Phi Vs\ min = 73.75\ KN$ *not OK*

Try item fuor :-

$\Phi Vc + \Phi Vs\,min \leq Vu \leq \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc}$ *bw*d + ΦVc

$\frac{0.75}{3}\sqrt{24}$ *0.15*0.316 =58 KN

58 + 29 = 87 KN ≥ Vu =47 KN OK

$\frac{Av}{s} \geq \frac{Vs}{fyt * d}$

Vs = $\frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{47}{0.75} - 38.6 = 24\,KN$

$\frac{2*79*10^{-6}}{S} = \frac{24*10^{-3}}{420*0.316} \rightarrow S = 87\,cm \quad \leq 200 \quad \leq 312/2$

Use **Φ 8 @ 15 cm** ≤ **600** ≤ **316/2**

Design of positive moment :-

According to ACI-code**:**

Ca.LL = 0.038 Ca.dl=0.036

Cb.LL=0.029 Cb.dl=0.024

Ma positive =(0.036 *12.9*12.9^2 + 0.038 * 8* 10.9^2) * 0.55 = 52.74 KN. m

Mb positive =(0.024 *12.9*11.5^2 + 0.029 * 8* 11.5^2) * 0.55 = 39.39 KN. M

Mu = 52.74 KN . m in la direction

Kn = $\frac{\frac{52.74}{0.9}*10^{-3}}{0.55*0.316^2}$ = 1.067 , m = 20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.067}{420}}\right) = 0.0026$$

As =0.0026*550*316 = 451.88mm^2 ≥ As min ≥126 mm^2≥113 mm^2

Use **2Φ18 in la direction**

Mu = 39.39 KN . m in lb direction

Kn = $\frac{\frac{39.39}{0.9}*10^{-3}}{0.55*0.316^2}$ = 0.79 , m = 20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.79}{420}}\right) = 0.0019$$

As =0.0019*550*316 = 330 mm^2 ≥ As min ≥126 mm^2≥113 mm^2

Use **2Φ16 in lb direction**

Design of negative moment :-

Ca. neg = 0.075

Ma positive = 0.075 (12.9+8)*10.9^2 * 0.55 = 102.4 KN. m

Mu = 102.4 KN . m

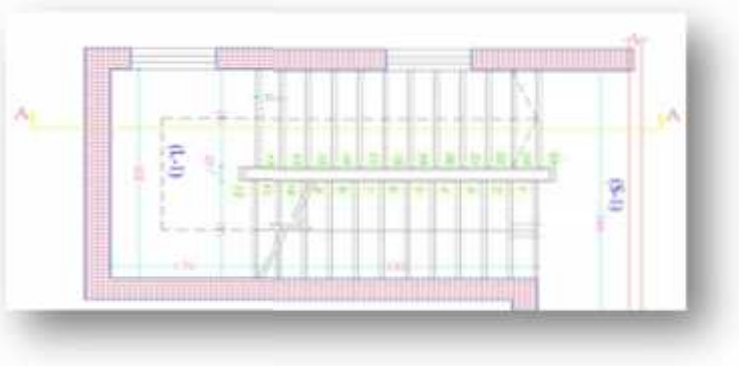
Kn = $\frac{(\frac{102.4}{0.9})*10^{-3}}{0.15*0.316^2}$ = 7.6 , m = 20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*7.6}{420}}\right) = 0.0024$$

As =0.0024*150*316 =1138 mm^2 ≥ As min ≥126 mm^2≥113 mm^2

Use **4Φ20**

4.9 Stair Design:



Figure(4-35) : Stair A

⇒ Use h= 20 cm and limitation of deflection will considered.

4.9.1.2 Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.17)*(24/0.30) = 1.2 KN/m^2.
  - Mortar =(0.17+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.68 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos 27) = 0.49 KN/ m^2.
  - Steps = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.17*25)\0.3= 2.125 KN/ m^2.
  - Slab = 0.20 *25/ Cos 27=5.6 KN/ m^2.

Total dead load = 1.2 + 0.68+ 0.49+ 2.125+ 5.6
= 10.1 KN/ m^2.

- **Live load:-**

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

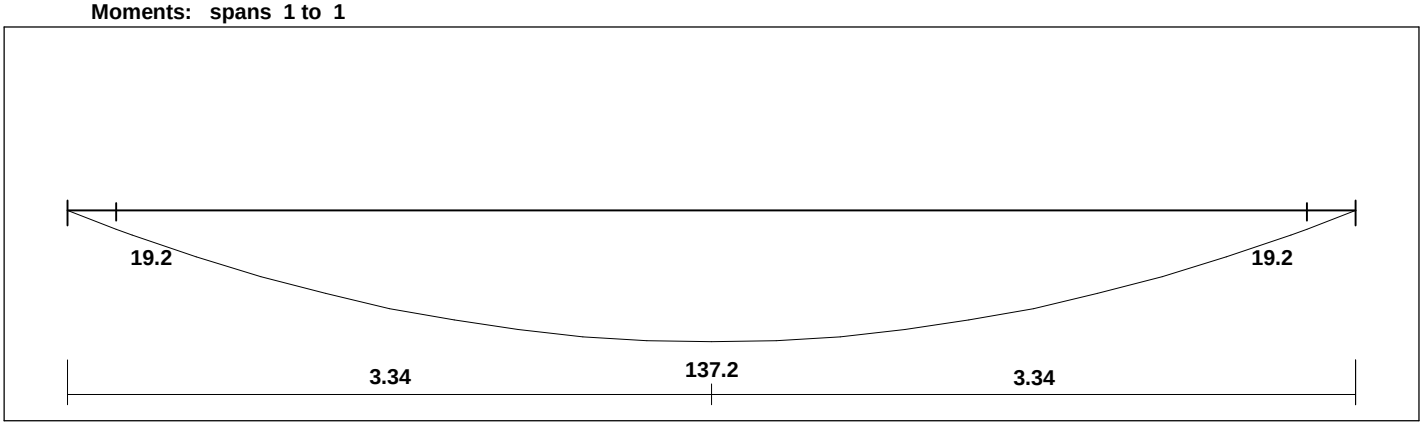
- **Factored load**

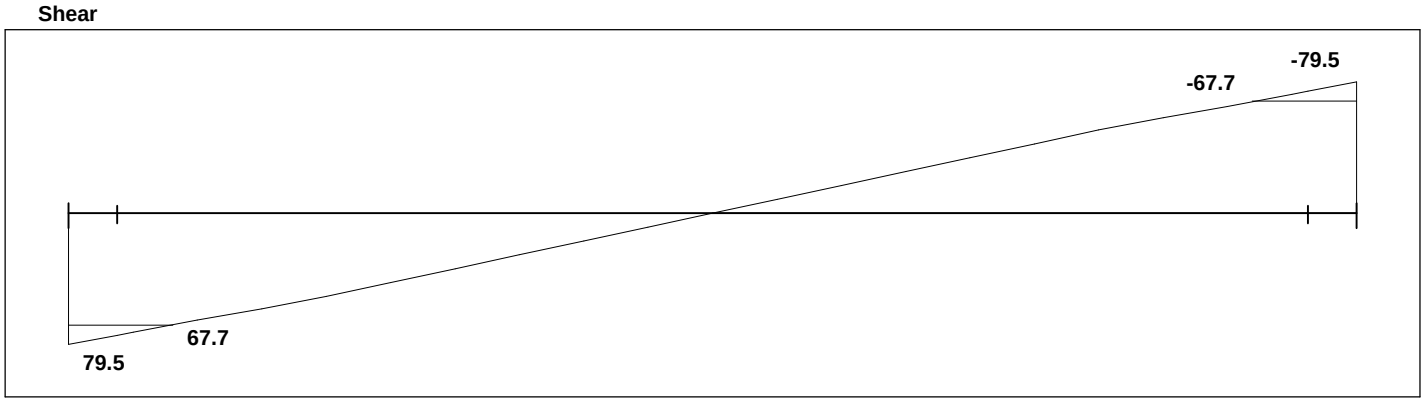
qu =1.2*10.1+ 1.6*5 = 20.12 KN/ m^2.

⇒ For one meter Strip, qu = 20.12 KN/ m .

⇒ Assume Ø 16 for main reinforcement:-
So, d = 20-2 -0.8 = 17.2 cm..

Moments: spans 1 to 1





Figure(4-36) : Envelope Shear and moment Diagram of Stair(A).

4.9.1 .3. Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

Mu = 137 kN.m/m

Mn $_{req}$ = Mu / 0.9 = 137 / 0.9 = 152.22 kN.m.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{152.22 * 10^6}{1 * 0.172^2} = 0.885\ kN/m^2.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(.885)}{420}}\right) = 0.00215$$

$A_{s\ req} = \rho bd$ = 0.00215* 1000*172 = 369.8 mm^2/m

$A_{s\ min}$ = 0.0018*1000*172=309.6 mm^2

$A_{s\ min}$ = 309.6 ≤ 369.8

Use As $_{req}$ = 369.8 mm^2 .

Use Φ 14 @ 25 cm

4.9.1.4 Check for yielding:-

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$369.8 * 420 = 0.85 * 24 * 100 * a$

$a = 7.6cm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{7.6}{0.85} = 8.94cm$

$£_s = \frac{20 - 8.94}{8.94} * 0.003$

$£_s = 0.037 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.9.1.6. Design of shear:-

Vu = 67.6 KN .

$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$

$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.172}{6} = 105.33KN$

Vu = 67.7 KN < Ø.Vc = 145.5 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is…… OK.

4 .10 Design of Column:-

Table (4.1): calculation of the total factored load for each column in all Floors.

	4th	3rd	2nd	1st	G
C01	321..9	928.3	1534.8	2141.3	**2748**
C02	336	871.4	1406.8	1942.2	**2477**
C03	356.8	1060.7	1764.6	2468.5	**3172.4**
C04	578.1	1507.7	2437.3	3366.9	**4296.2**
C05	477.3	1242.8	2008.3	2773.8	**3540**
C06	242.2	615.1	857.3	1100	**1341.7**
C07	347.8	1035.7	1723.6	2411.5	**3100**
C08	108.6	292.9	477.2	661.5	**815.8**
C09	372.3	1129.3	1886.1	2643	**3400**
C10	244.9	595.7	946.5	1297.3	**1648.1**
C11	0.00	287.73	853.75	1419.77	**1985.79**
C12	183.9	383.8	583.7	783.6	**983.5**

C13	280.5	770.6	1260.7	1750.8	**2240.9**
C14	70.34	486.3	877.93	1269.56	**1661.19**
C15	222.15	1012.78	1792.36	2571.94	**3351.52**
C16	138.25	408.42	836.3	1264.18	**1692.06**
C17	0.00	119.26	423.47	727.68	**1031.83**
C18	301.09	1260.13	2180.53	3100.93	**4021.33**
C19	265.55	893.01	1510.19	2127.37	**2744.6**
C20	0.00	235.7	537.73	839.78	**1141.83**
C21	0.00	533.17	1281.1	229.03	**2776.96**
C22	0.00	716.71	1805.68	2894.65	**3983.62**
C23	0.00	305.75	877.7	1449.65	**2021.6**
C24	0.00	237.14	634.8	1032.46	**1430.12**
C25	0.00	236.57	68.79	1125.01	**1569.23**
C26	0.00	41.15	886.44	1361.8	**1839.02**
C27	0.00	423.2	919.58	1415.96	**1912.34**
C28	0.00	489.3	1246.85	2004.4	**2758.95**
C29	0.00	447.63	1126.41	1805.19	**2483.97**
C30	0.00	438.89	1098.21	1757.53	**2416.85**
C31	0.00	149.28	444.21	739.14	**1034.07**
C32	0.00	252.01	736.93	1221.85	**1706.77**
C33	0.00	354.5	1050.56	1746.62	**2442.68**

4.10.1 Design of long column.

- **Pos. (C 22) : Column in ground floor .**

❖ **Loading :-**

Pn= 3982.62 KN

Lu = 3.5 m

M1&M2 =1

K=1

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... ACI} - (10.12.2)$$

$$\frac{1*3.5}{0.25*0.50} = 28 > 22$$

$\therefore$ *long Coloumn*

Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} = 28 < 100$$

Slenderness limit not exceeded

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d}$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$\cdot\ _d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(2080.77)}{3982.62} = 0.636$$

$$I_g = \frac{® * r^4}{4} = \frac{3.14 * 0.25^4}{4} = 3.06 * 10^{-3} m^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 3.06 * 10^{-3}}{1+0.636} = 17.44MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 17.44}{(3.5)^2} = 14.0368\ MN\ .$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right)$$

$$Cm = 1$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3982.62/0.75*14036.8)} = 1.608 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 500 = 30\,mm = 0.030\,m$$

$$e = \sqrt{2e\text{^}2} = \sqrt{2 * 30\text{^}2} = 42.42$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.04242 * 1.608 = 0.06822$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.06822}{0.5} = 0.1364$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3982.62 * 10^{-3}}{.19625} * \frac{145}{1000} = 2.94\,ksi$$

$$¥ = \frac{500 - 2 * 40 - 2 * 10 - 25}{500} = 0.75$$

$$° _g = 0.01 When - fc = 20$$

$$° = 0.044\ when - fc = 28$$

$$by - eterpolati\ on$$

$$° = .027\ when - fc = 24$$

$$A_s = ° * A_g = 0.027 * \frac{® * 500^{2}}{4} = 5301.4 mm^{2}$$

Check $¤.P_n > P_u$

$$¤Pn_{\max} = ¤.\left[0.8 * \left\{0.85 * fc'(A_{g-}A_{st}) + f_y A_{St}\right\}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ACI\,318 - 2008(Eq.10 - 2)$$

$$= 0.65\left[0.8 * \left\{0.85 * 24(1963.5 - 53.014) * 10^{-4}) + 420 * 53.014 * 10^{-4}\right\}\right]$$

$$= 3.18MN > 2.16MN \qquad Ok$$

Use 17Φ 20. ……. with As Provided =53.4 cm².

4.10.2.Design of the Tie spiral Reinforcement:-

$$\rho_s = 0.45\frac{fc}{fy}\left(\frac{Ag^2}{Ac^2}-1\right)$$

Ag=$\frac{\pi}{4} * Dg^2$, Ac=$\frac{\pi}{4} * Dc^2$

Dg= 500 mm , Dc = 500-2*40=420 mm

$$\rho_s = 0.45\frac{0.24}{420}\ \frac{500^2}{420^2} - 1 = 0.0107$$

$$\rho_s = \frac{as*\pi*(Dc-db)}{\pi/4(Dc^2*s)}$$, as=79*10^{-6}

$$\rho_s = \frac{79 * 10^{-6} * \pi * (0.42 - 0.01)}{\pi/4(0.42^2 * s)}$$

S=0.068 take S =7cm c/c

Clear =70-10=60mm<75mm

≥25mm

≥4/3 size of aggregate=20mm ok

Use Φ 10 for 7 cm spacing of ties.

4.13 Design of Isolated footing:-

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F22) .

4.13.1 Load Calculation:-

Factored load Pu = 3982.62 KN (Load from column C22)
Soil weight = 16 KN/m^2
Column geometry D=50 cm
Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

4.13.2 Design of Footing Area:-

Allowable soil pressure = 3.734 kg/cm^2
Area (A) = Total Weight / Soil Pressure
= 3009.69 KN / 373.4 KN/m^2

= 8.06 m^2

Try 2.85 * 2.85 Area = 8.12 m^2

Select Foot Geometry 2.85 * 2.85

For the design of the reinforced concrete member factored load must be used :

Pu = 3982.62 KN

Pnet (factored) = Pu/ Area = 3982.62 /8.12 = 490.47 KN/m^2

4.13.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

Assume h = 50 cm ….. d = 500-75-20 = 405 mm

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{2.85}{2} - 0.25 - 0.405\right) \times 490.47 * 2.85 = 1076.34KN$$

$$Vu = 1076.34KN$$

$$\text{¤}Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 2.85 \times 0.405 \times 10^3 = 706.83KN$$

$$\text{¤}Vc < Vu \quad notOK$$

Assume h = 650 cm ….. d =650-75-20 =555 mm

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{2.85}{2} - 0.25 - 0.555\right) \times 490.47 * 2.85 = 866.66KN$$

$$Vu = 866.66KN$$

$$\text{¤}Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 2.85 \times 0.555 \times 10^3 = 968.62KN$$

$$\text{¤}Vc > Vu \quad OK$$

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$\text{¤}.V_c = \text{¤}.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{50} = 1$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= π(D+ d) = π(50+55.5) = 331.43 cm.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*3.314*0.555*10^3 = 3374.87kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.555}{3.314}+2\right)*\sqrt{24}*3.314*0.555*10^3 = 4898.84kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.314*0.555*10^3 = 2252.63kN \ldots.\ \text{control}$$

$$Vu = \left[(2.85*2.85)-(0.5+0.555)^2\,®/4\right]*490.47 = 3555.1kN$$

Vu > ΦVc not OK

Assume :- h = 85 cm

d = 850-75-20 = 755 mm.

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= π(D+ d) = π (50+75.5) = 394.27 cm.

$\sim_s$ = 40 …… for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*3.94*0.755*10^3 = 5464.87kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.755}{3.94}+2\right)*\sqrt{24}*3.94*0.755*10^3 = 8802.98\ kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.94*0.755*10^3 = 3643.25kN \ \ldots\ldots\ \text{control}$$

$$Vu = \left[(2.85*2.85)-(0.5+0.755)^2\,\frac{®}{4}\right]*490.47 = 3377.12kN$$

$$¤.V_C = 3643.25kN > Vu = 3377.12KN \quad OK$$

4.13.4. Design for Bending Moment.

Mu =490.47 *2.85 *1.175*1.175/2 = 964.95KN

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{964.95*10^{-3}/0.9}{2.85*(0.755)^2} = 0.6599\ N/mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.6599)}{420}}\right) = 0.0016$$

$As_{req} = 0.0016\ (2850)\ (755) = 3442.8\ mm^2$

$As_{req} = 3442.8\ mm^2$

$° _{min} = 0.0018$

$A_{s\ min} = 0.0018\ (2850)\ (850) = 4360.5 mm^2$ control

# of bars = As/ As_{bar} = 4360.5/201 = 21.7

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 16}$ = 201 mm²

Use 22Φ 16 As provided = 4422mm² (in both direction)

4.13.4. Check for yielding:-

Tension = Compression

$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$4422 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 2.85 * a$

$a = 0.0319\ m$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{31.9}{0.85} = 37.53\ mm$$

$$£_s = \frac{755 - 37.53}{37.53} * 0.003 = 0.057$$

$£_s = 0.057 > 0.005$ ..... *OK*

4.13.5. Development Length (L_d):-

$$Ld = \frac{9}{10}\frac{fy}{\gamma}\frac{\omega t*\omega e*\omega s}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$Ld = \frac{9}{10}\frac{420}{\sqrt{24}}\frac{1.0*1.0*0.8}{\frac{0+91}{16}} * 16 = 395.05\ mm$$

Available Ld =1750 – 75 = 1675 mm

1675 > 395.05

$\Rightarrow$ OK.

Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 065(0.85)(24)(\frac{®0.5^2}{4}) *10^3 = 2603.6kN$ < Pu =3982.62 KN.

use the reinforcement of dowels:

$$As \geq \frac{\frac{3.9826}{0.65} - 4}{420} = 50.64\ cm^2$$

As $\geq 0.005* (\frac{® 50^2}{4}) = 9.82\ cm^2$

Use area of steel for dawels = 50.64 cm^2

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 50.64/3.14 = 16.3

* Note $A_{\Phi 20}$ = 3.14 mm^2

Use 17 Φ 20 dowels As Provided = 53.4 cm2

4.13.6 Development Length (L_d):-

$$Ldb = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times d_b$$

$$Ldb = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 16 = 329.21mm$$ control

But not less than:

Ldb = 0.04(fy) d_b=0.04(420)*16 =268.8 mm

Available Ld =h-cover-db=85-7.5-2*1.6=74.3 cm

74.3 > 32.921 ……. OK

NAME	4th	3rd	2nd	1st	G	FOOT
C01	145.6	378.9	612.2	845.5	**2748**	f6
C02	69.5	159.6	249.7	339.8	**2477**	f5
C03	140.35	347	553.55	760.2	**3172.4**	f7
C04	436.4	1159.2	1882	2604.8	**4296.2**	f8
C05	296.5	681.82	1067.14	1452.5	**3540**	f8
C06	204.5	534.6	865	1194.8	**1341.7**	f3
C07	156.6	406.3	656	905.5	**3100**	f7
C08	65.8	163.4	261	358.5	**815.8**	f2
C09	176.6	459.8	743	1026.2	**3400**	f7
C10	524.5	1221.14	1918	2614.4	**1648.1**	f4
C11	0	287.73	853.75	1419.77	**1985.79**	f4
C12	3407.04	4125.46	4843.88	5562.3	**983.5**	f2
C13	194.2	454.4	714.6	974.8	**2240.9**	f5
C14	250	0	0	0	**0**	———
C15	222.15	1012.78	1792.36	2571.94	**3351.52**	f7
C16	138.25	408.42	836.3	1264.18	**1692.06**	f4
C35	0	119.26	423.47	727.68	**1031.83**	f3
C18	301.09	1260.13	2180.53	3100.93	**4021.33**	f8
C19	265.55	893.01	1510.19	2127.37	**2744.6**	f6
C20	0	235.7	537.73	839.78	**1141.83**	f3
C21	0	533.17	1281.1	229.03	**2776.96**	f6
C22	0	716.71	1805.68	2894.65	**3983.62**	f8
C23	0	305.75	877.7	1449.65	**2021.6**	f5
C24	0	237.14	634.8	1032.46	**1430.12**	f3
C25	0	236.57	68.79	1125.01	**1569.23**	f4
C26	0	41.15	886.44	1361.8	**1839.02**	f4
C27	0	423.2	919.58	1415.96	**1912.34**	f4
C28	0	489.3	1246.85	2004.4	**2758.95**	f6
C29	0	447.63	1126.41	1805.19	**2483.97**	f5
C30	0	438.89	1098.21	1757.53	**2416.85**	f5
C31	0	149.28	444.21	739.14	**1034.07**	f3
C32	0	252.01	736.93	1221.85	**1706.77**	f4
C33	0	354.5	1050.56	1746.62	**2442.68**	f5

FOOTING UNDER COLUMN

4.11 Design of Basement Wall:-

- **Position :-**

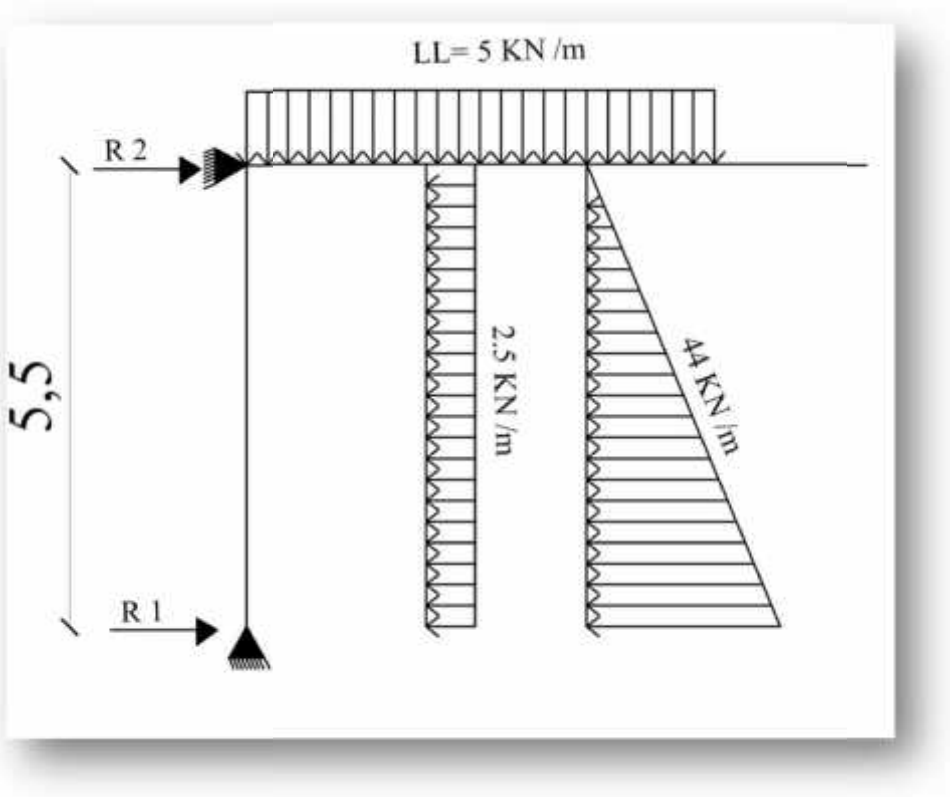
  Basement Wall (BW) .

- **Material :-**

  Concrete B300 , Fc' = 0.8*30= 24 N/mm^2 =24Mpa

  Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

- **System :-**



Figure(4-40) : Basement wall Diagram

❖ **Loading :-**

a) Load calculation

¤ $= 30°$

$K_0 = 1 - \sin 30 = 0.5$

¥ $= 16 KN/m^3$

Self weight of earth

$e_0 = ¥ * h * K_0 = 16 * 5.5 * 0.5 = 44$

Load from live load [L.L=5 KN/m^2]

$W \min = P * K_0 = 5 * 0.5 = 2.5 KN/m$

W max = 0.5*5 + 16*5.5*0.5 = 46.5

Load factor

Wu mini =1.6*2.5 = 4 KN

Wu max = 1.6 * 46.5 = 74.4 KN

❖ **<u>Design :-</u>**

R1= (4*5.5)/2 + 0.5 (74.4 – 4)5.5*(2/3) =140.1 KN

R2= (4*5.5)/2 + 0.5 (74.4 – 4)5.5*(1/3) =75.5 KN

Drope value for one meter = (74.4 – 4) / 5 = 12.8

qu = 74.4 – 12.8(0.25+0.273) = 67.7 KN

$$Vu = 140.1 - (\frac{74.4 + 67.4}{2}) * (0.25 + 0.273) = 102.9 KN$$

$$¤.V_C = \frac{¤}{6}\sqrt{f_c'}.b.d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 0.273 * 10^3 = 167.2 kN$$

ΦVc =167.2 KN ≥ Vu = 102.9 KN

Design for bending moment :

qux= 4+12.8*x

Sum of Fy = 0

$$= 75.5 - (\frac{4 + (4 + 12.8 * X)}{2}) * X = 0$$

X=3.14

qux= 12.8 * 3.14 + 4 = 44.2 KN

$$Mux = 75.5 * 3.14 - \frac{4 * 3.14^2}{2} - 44.2 - 4 * \frac{3.14^2}{6} = 151.3 KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{151.3 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.273)^2} = 2.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.25)}{420}}\right) = 0.0058$$

$\text{As}_{req} = 0.0058\ (1000)\ (273) = 1583.4\ mm^2/\text{m}$

$\text{As}_{req} = 1583.4\ mm^2$ ……. Control

$A_{s\ \min} = 0.0012\ (1000)\ (300) = 360 \text{mm}^2/\text{m}$

Use Φ 20@20 cm (in vertical direction) in both sides

Design for horizontal reinforcement :-

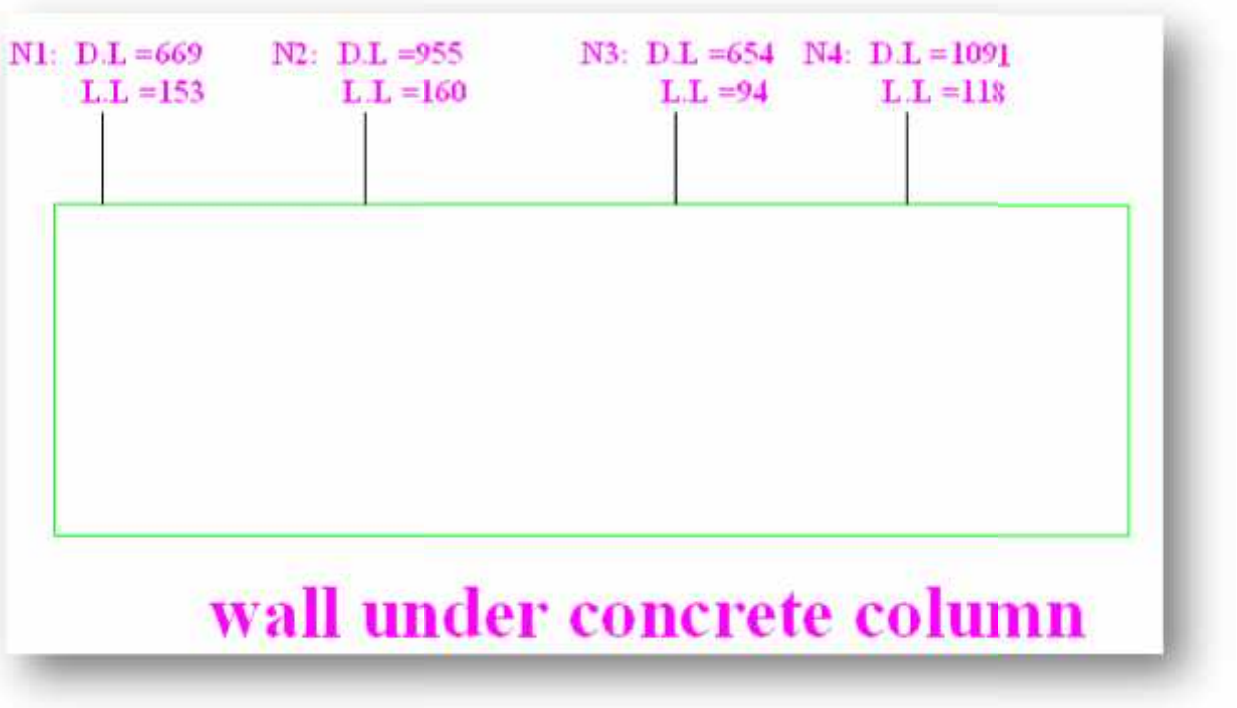
$A_{s\ \min} = 0.002\ (1000)\ (300) = 600\ \text{mm}^2/\text{m}$

Use Φ 10@25 cm (in horizontal direction) in both sides

Design of the basement wall (01) under concrete column :-

Assume width b = 0.6 m
Thickness d = 0.3 m

Load on the wall (max position) :-



D.L = 1091 KN , L.L = 118 KN

Pu = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L
= 1.2 * 1091 + 1.6 * 118 = 2215.2 KN

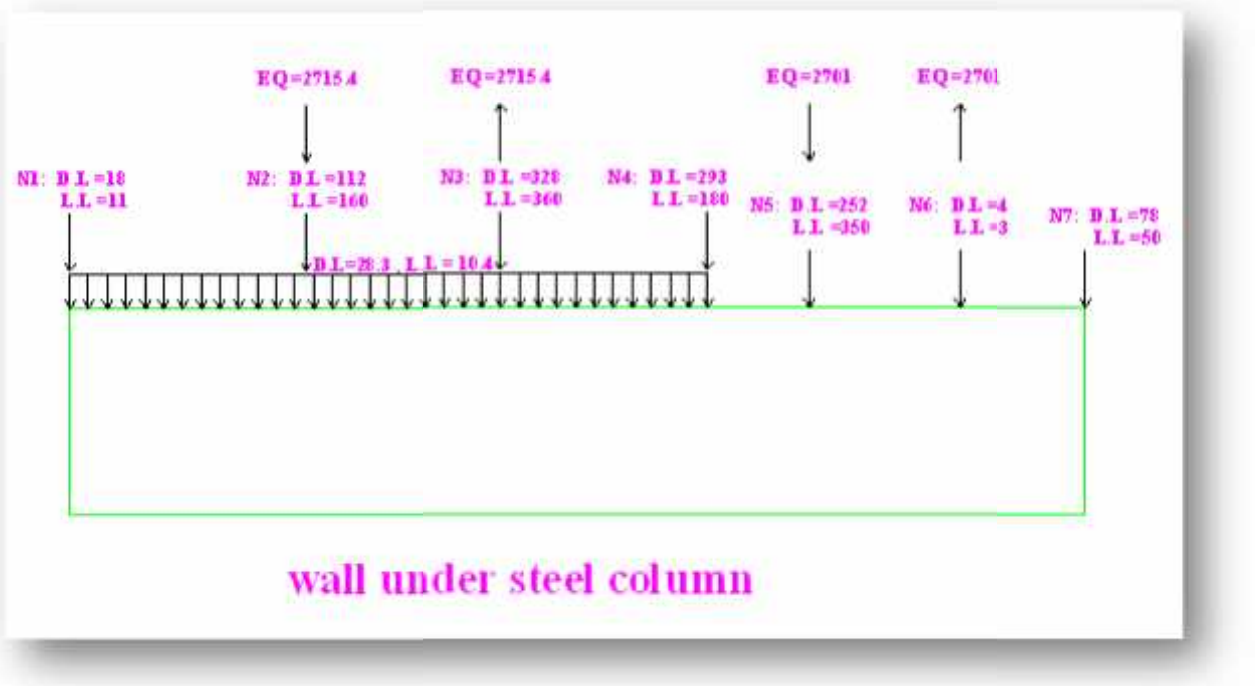
Then design as column , and the result is :

Use Φ 25 @ 10 cm (in vertical direction) in both sides

Design of the basement wall (02) under steel column :-

Assume width b = 0.83 m

Thickness d = 0.45 m



Load on the wall (max position) :-

D.L = 328 KN , L.L = 360 KN , EQ = 2715.4 KN

Pu = 1.2 * D.L + 1 * L.L + 1 * EQ
= 1.2 * 360 + 1 * 328 + 1 * 2715.4 = 3475.4 KN

Then design as column , and the result is :

Use Φ 20 @ 15 cm (in vertical direction) in both sides

Design the transport load in tension position :-

$$T = \frac{Pu}{4}\left(1 - \frac{X}{h}\right)$$

$$T = \frac{3475.4}{4}\left(1 - \frac{0.83}{5.5}\right) = 737.65 \text{ KN}$$

As = $\frac{T}{0.9*fy}$

As = $\frac{737.65}{0.9*42} = 19.5 \ cm^2$

# of bars = 19.5/2.01 = 9.5 , use 10 bar

Use 5 Φ 20 in both sides

Design the foundation of basement wall under the steel column & basement wall under the concrete column :-

fc' = 24 MN , fy = 420 MN , subgrade reaction Ks= 48000 KN/m2

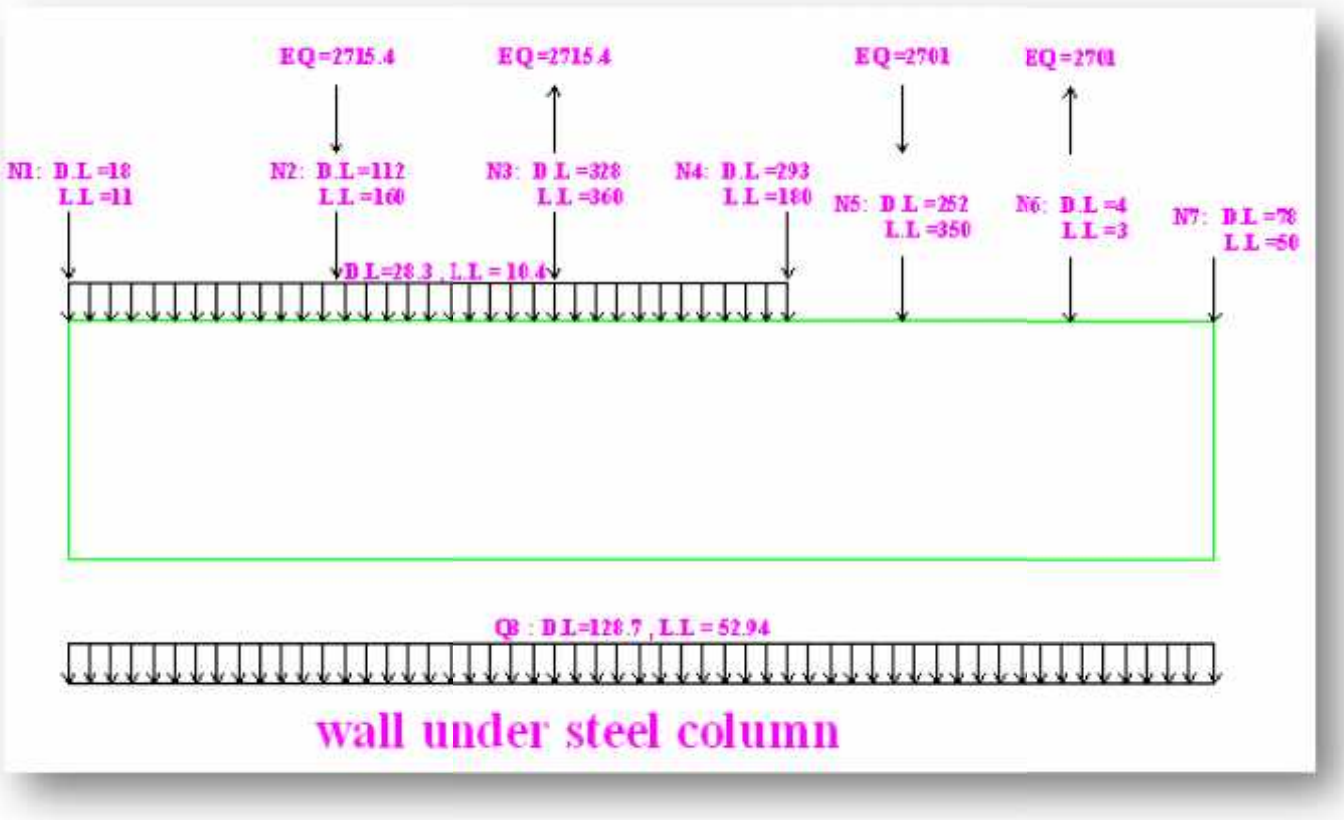
Load on foundation from basement wall under steel columns :-

Dead Load from stadium :- D.L = 28.28 KN/m
Dead load from wall :- D.L = 0.45 * 5.5 * 25 = 61.9 KN/m
Dead load from columns : D.L = $\frac{1045}{27.1}$ = 38.56 KN/m
Sum of D.L = 128.715 KN/m

Live load : staduim : L.L = 10.36 KN/m

Columns : L.L = $\frac{1154}{27.1}$ = 42.6 KN/m

Sum of L .L = 52.94 KN /m



Load on foundation from basement wall under concrete columns :-

Dead load from wall :- D.L = 0.30 * 5.5 * 25 = 41.3 KN/m

Load on the wall (form point load to line load) :-

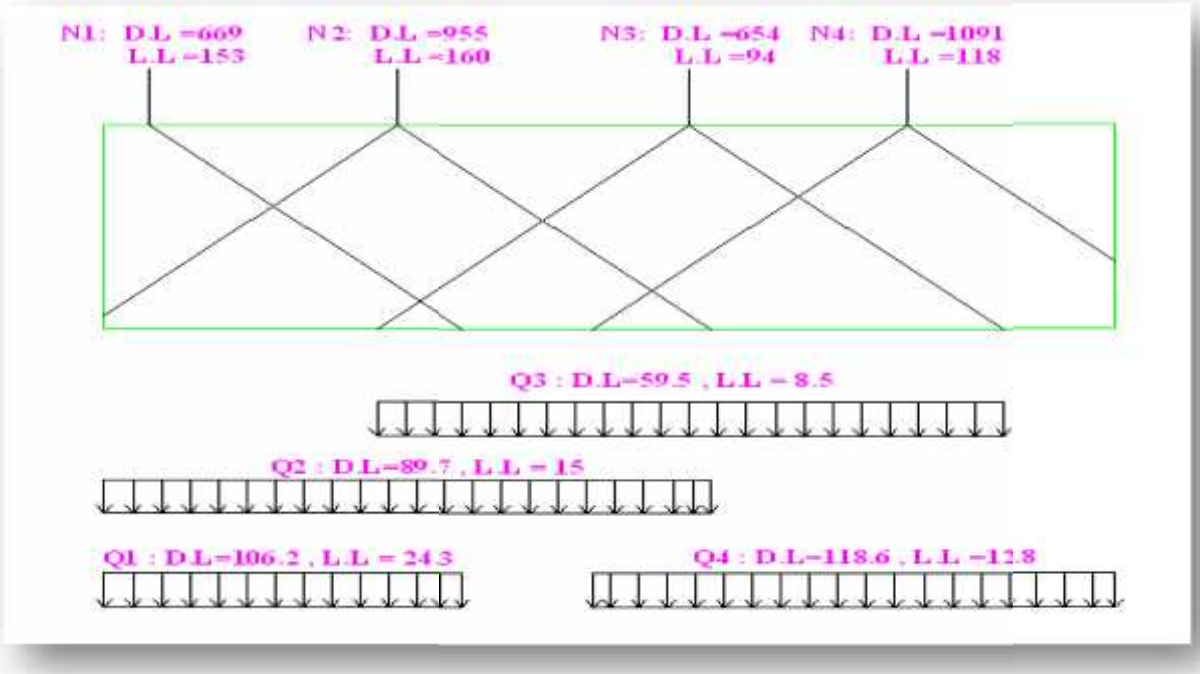
Line load from **Q1** = D.L = D.L/H = 669/6.3 =106.2 KN/m
L.L = L.L / H = 153/6.3 = 24.3 KN/m

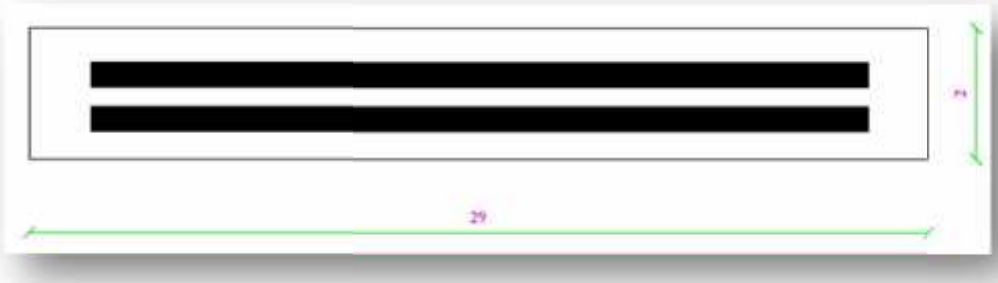
Line load from **Q2** = D.L = D.L/H = 955/10.65 =89.7 KN/m
L.L = L.L / H = 160/10.65 = 15 KN/m

Line load from **Q3** = D.L = D.L/H = 945/11 =59.5 KN/m
L.L = L.L / H = 94/11 = 8.5 KN/m

Line load from **Q4** = D.L = D.L/H = 1091/9.2 =118.6 KN/m
L.L = L.L / H = 118/9.2= 12.8 KN

/

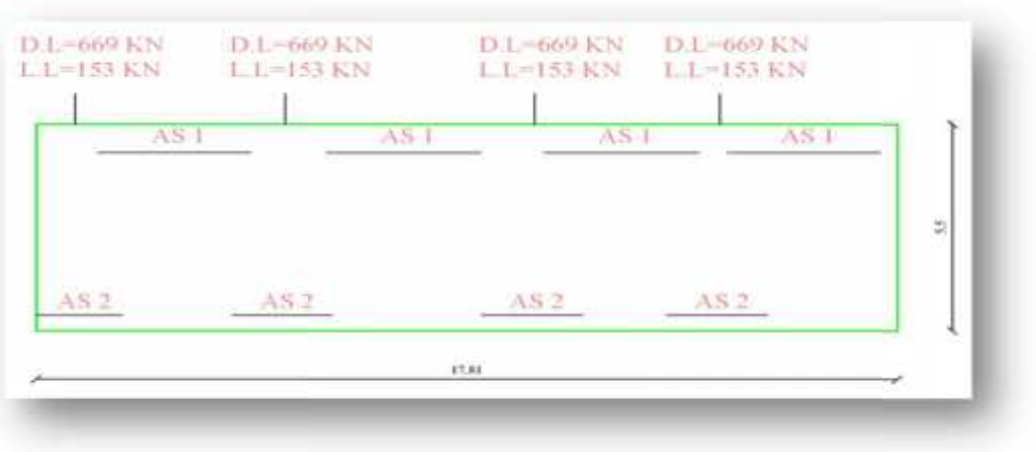




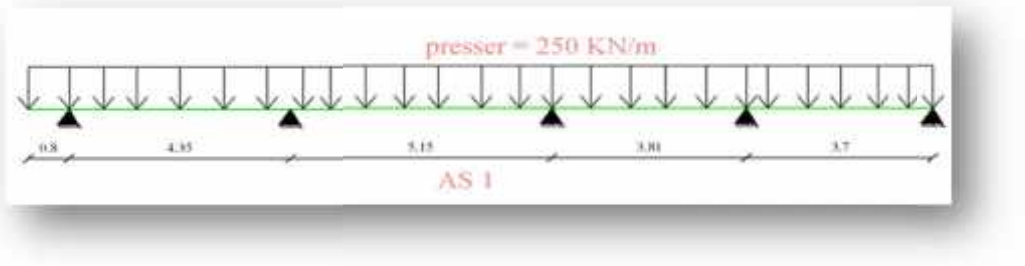
Pr

pressure from safe program for two wall = 250 KN/m2
Pressure for one wall = (pressure *B)/2 , B : is the width of strip footing
= (250*2)/2 = 250 KN/m
Then the result of design the foundation under two walls is :

Use Φ 28 @ 15 cm (in long direction) Y direction
Use Φ 25@20 cm (in short direction) X direction



AS from pressure (AS 1) & point loads (AS 2)

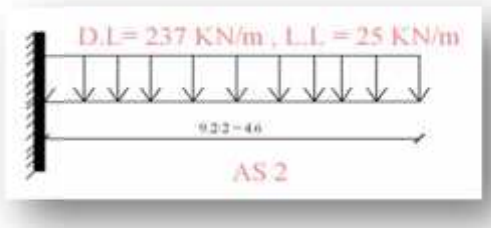


To calaculate AS 1 :-

Pressure from safe program for two wall = 250 KN/m2
Pressure for one wall = (pressure *B)/2
= (250*2)/2 = 250 KN/m

From ater programe the design of AS 1 is :-

Use 4Φ 20 (in thickness of the wall)



To calaculate AS 2 :-

Take N4 as example:

Line load from point load (D.L) = D.L / (L/2) = 1091 / (9.2/2) = 237 KN/m
Line load from point load (L.L) = L.L / (L/2) = 118 / (9.2/2) = 25 KN/m

From ater programe the design of AS 1 is :-

Use 3Φ 28 in three layer (in thickness of the wall)

✓ Design of shear wall :-

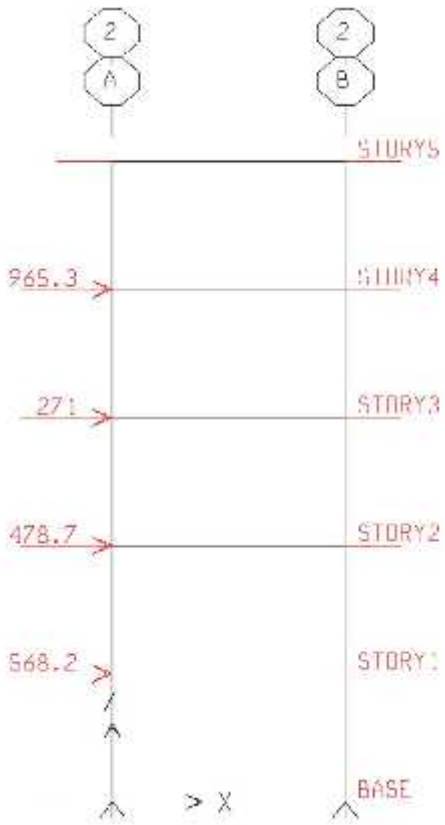
4.15.1 Pos : - W05

- **Material :-**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

- **Section :-**

t=40 cm .shear wall thickness
Lw = 5.4 m .shear wall width
hw=17.5 m.story height



Figure(4-48) : Load from earth of Shear wall (W05).

✓ **Design:-**

- **Design of the Horizontal reinforcement:**

Critical Section

$$\frac{lw}{2}=\frac{5.4}{2}=2.7m\ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2}=\frac{17.5}{2}=8.75m$$

$$d=0.8\times lw=0.8\times 5.4=4.32m$$

$$V_u=2117KN$$

$$M_u=13660.1\ KN.m$$

$$V_{C1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{24}}{6}\times 0.40\times 4.32*10^3=1411\ KN$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{fc'}\times b\times d}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}$$

$$Assume\quad N_u=0$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{24}\times 0.40\times 4.32*10^3}{4}+\frac{0\times 4.32}{4\times 5.4}=2116.4\ KN$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{fc'}}{2}+\frac{l_w\left(\sqrt{fc'}+\frac{2\times N_u}{l_w\times h}\right)}{\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{h\times d}{10}$$

$$\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle=3.7>0$$

$$\therefore V_{c3}=Will\quad apply$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{24}}{2}+\frac{5.4\left(\sqrt{24}+\frac{2\times 205}{4.8\times 0.45}\right)}{\left\langle\frac{1366.1}{2117}-\frac{5.4}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{0.40\times 4.32}{10}\times 10^3=1658KN$$

Control for V_{C1}=1411 KN

$$\frac{A_{vh}}{s_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\text{¤}} - V_c = \frac{2117}{0.75} - 1411 = 1411 \quad KN$$

$$\frac{A_{vh}}{s_2} = \frac{1411 \times 10^{-3}}{420 \times 4.32} = 0.000776m \quad \ldots \quad control$$

$$\frac{A_{vhm}}{s_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 0.40 = 0.001$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{5.4}{5} = 1.01\, m$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 0.40 = 1.2m$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.001} = \frac{2 \times 113 \times 10^{-6}}{0.001} = 0.226\, m$$

$\therefore Use$¤$12@20cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*horezental*)

- **Design of Vertical reinforcement:**

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{17.5}{5.4}\right)\left(\frac{2 \times 79}{250 \times 450} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 113 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.40} = 0.22\, m \quad \ldots \quad control$$

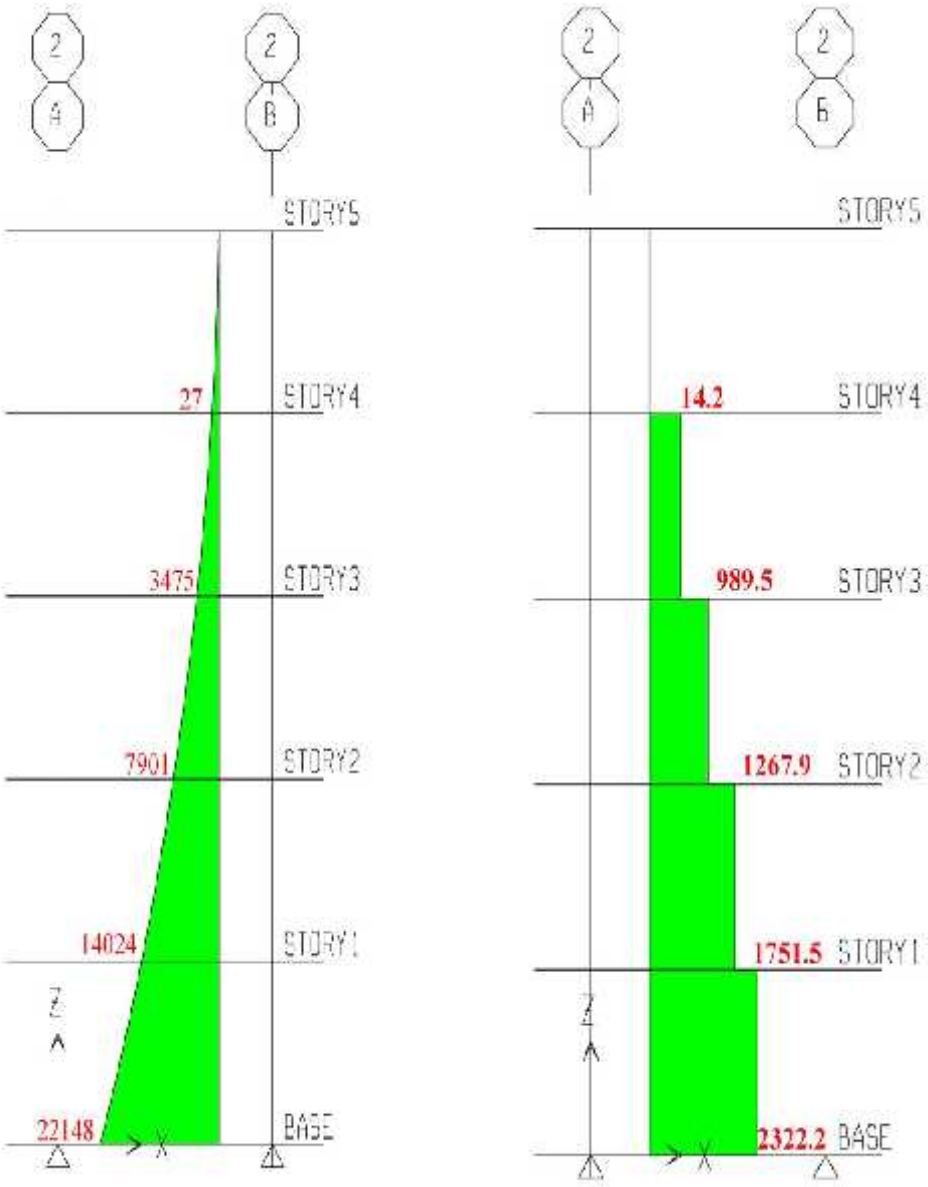
$$S_1 \le \frac{l_w}{3} = \frac{5.4}{3} = 1.8\, m$$

$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 0.40 = 1.2\, m$$

$$S1 \le 0.45m$$

$\therefore Use$¤$12@20cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*vertical*)

- **Design of Moment:**



Figure(4-49) : Moment and Shear Diagram (W05).

The boundary elemant is required if C :-

$$C \geq \frac{Lw}{600*(¢n/hw)}$$

$$assume \quad ¢n/hw \geq 0.007$$

$$C \geq \frac{5.4}{600*0.007} = 1.285m$$

$$Cw = C - 0.1 \times Lw$$

$$Cw \geq 1.285 - 0.1 \times 5.4 = 0.745m$$

$$Cw \geq \frac{C}{2} = \frac{1.285}{2} = 0.6425 \ \ m$$

Select Cw = 0. 75 m > 0.57 m

$$Ast = \frac{Lw}{S_1} \times Asv$$

$$Ast = \frac{5.4}{0.2} \times 2 \times 113 = 6102mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times \ _1 \times fc' \times Lw \times h}{As \times fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 5.4 \times 0.40}{6102 \times 10^{-6} \times 420}} = 0.06$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times As \times fy \times Lw \times (1 - \frac{Z}{Lw})$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times 6102 \times 10^{-6} \times 420 \times 5.4 \times (1 - 0.06)$$

$$Mu = 5850kN.m$$

$$Mu_{Design} = 19376 - 5850 = 13526KN.m$$

$$Ast = \frac{Mu/¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{13526 \times 10^3 / 0.9}{420 \times (5.4 - 0.75)} = 7695.2 \ \ mm^2$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times b \times Cw$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times 400 \times 750 = 24000 \ \ mm^2 > Ast = 7695.2 \ \ mm^2$$

$$Ast = 7695.2 + (4*113) = 8147.2mm^2$$

Select 14Φ28

with As = 14× 615 = 8610 mm^2 > Ast = 8147.2 mm^2.

DESIGN OF STEEL STRUCTURE

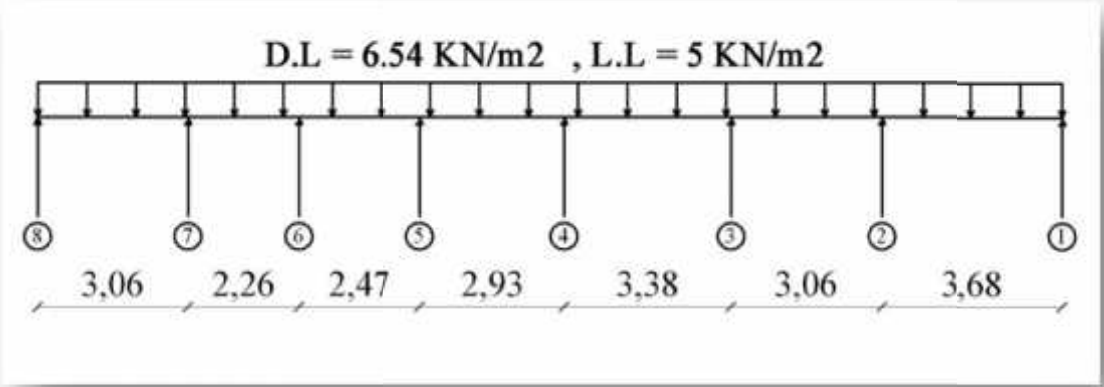
Design of composite beams:-

Dead load for solid slab :-

Tiles = 0.03*24=0.72
Mortor =0.02*22 = 0.44
Sand =0.07*17=1.19
Slab =0.15*25=3.75
Plastering =0.02*22 = 0.44

Sum of dead load = 6.54 KN/m2

Live load = 5 KN/m2



compute factored load on beam :-

D.L = $\frac{25.44}{3.28} * 0.224 = 1.73 \ kip/ft$

L.L = $\frac{20.86}{3.28} * 0.224 = 1.42 \ kip/ft$

Factored load :-

D.L = 1.2*1.73 =2.076 kip/ft
L.L = 1.6 *1.42=2.272 kip/ft

Compute the moment :-

$$Mu = \frac{w*l^2}{8} = \frac{(2.076+2.272)*(16.8*3.28)^2}{8} = 1644 \ kip/ft$$

Select the section , As_{req} : –

$$ts = \frac{15}{2.54} = 5.905 \ in$$

Assume a=1 in ,

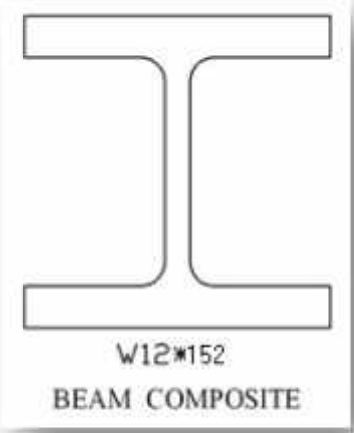
$$ts - \frac{a}{2} = 5.905 - 0.5 = 5.404 \ in$$

$$As_{req} = \frac{Mu}{\Phi b*fy(\frac{d}{2}+ts-\frac{a}{2})} = \frac{1644*12}{0.9*50(\frac{13.12}{2}+5.404)} = 36.7 \ in^2$$

d=13.12 for W_{12*120} By assumed

select W_{12*152} Ag=44.7 , d=13.71 , bf = 12.48

Be $= \frac{1}{4} * 16.8 * 3.28 * 12 = 165.3 \ in$
≤ beam spacing =3.68*3.28*12 = 144 in … controlled



T = C
As *fy =0.85*$f_{c\backslash}$*be*a
44.7*50=0.85*3.5*144.8*a
a = 5.1 < ts =5.9

the nominal strength moment:-

Mn=Ag *fy $\left(\frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2} \right)$

= 44.71*50$\left(\frac{13.71}{2} + 5.9 - \frac{5.1}{2}\right) = 1892.46$

ΦMn= 0.9*1892.46 = 1703.2 ≥ Mu =1644 …….. OK

Design of shear (studs) :-

C = 0.85*f_{c}'*be*a
= 0.85 * 3.5 * 144.8 * 5.1= 2197 kip ….. controlled

T max = 55.8 * 50 = 2790 kip

The # of shear connectors required for each half span (N) :-

$$N = \frac{C\,max}{Qn} = \frac{2197}{23.6} = 93$$

Qn : from table 16.8.1(nominal strength for stud) ,
¾ in diameter * 3 in headed stud = 23.6 kip

Spacing for studs :-

$$P = \frac{L}{\#\,IN\,ONE\,RAW} = \frac{16.8*3.28*12}{62} = 10.66\ in$$

P max = 8* ts = 5.9 * 8 = 47.2 in
P mini = 6 * diamerter = 6 * 0.75 = 4.5 in

Then p max > p > p mini

47.2 > 10.66 > 4.5 , OK

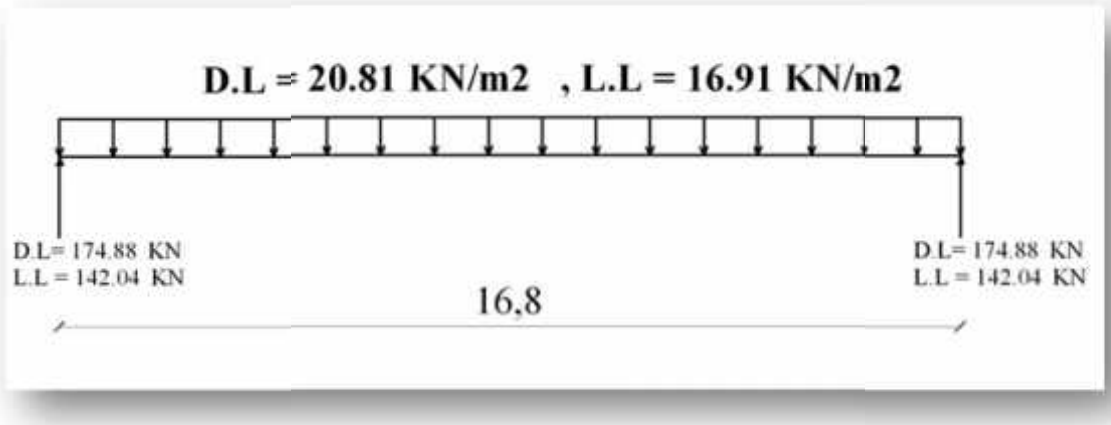
Design steel column (01) in minimum position :-

Material :-

Fy steel =50Ksi

Load in story:-

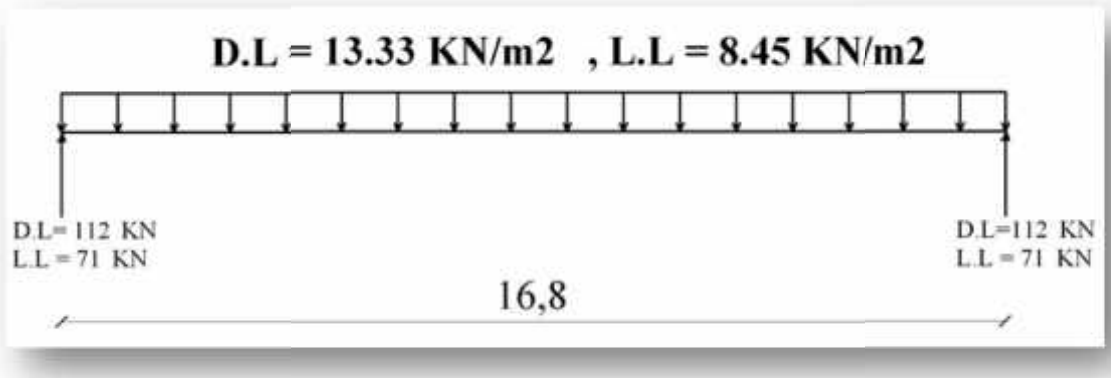
Dead load in story =20.81 KN
Live load in story =16.91 KN



Dead Load on each steel column =(20.81*16.8)/2 = 174.88 KN
Live load on each steel column =(16.91*16.8)/2 = 142.04 KN
PU in one story = 1.2*174.88 + 1.6 *142.04 = 437.024 KN
PU in two story = 2* 437.042 =874.05

Load in roof story :-

Dead load in roof story =13.33 KN
Live load in roof story =8.45 KN



Dead Load on each steel column =(13.33*16.8)/2 = 112 KN
Live load on each steel column =(8.45*16.8)/2 = 71 KN
PU in one story = 1.2*112 + 1.6 *71 = 248 KN
Total load on steel column =874.05 +248 = 1122.05 KN
Total load in Kips = 1122.05 *0.224 =251.3 Kips

- **Effective length :-**

Kx * Lx =1*29.52 * 12 =354.24 in
Ky*Ly =1*29.52*12 =354.24 in

- **Slender ratio :-**

$m = \frac{KL}{r} = 110$

Fcr =22 ksi

- $\boldsymbol{select\ Ag_{req}}$:-

$\Phi Pn \geq Pu$

Φ*Fcr*Ag ≥ Pu
0.85 * 22 * Ag ≥251.3
Ag = 13.43 in^2

- **Select the profile :-**

W 12*50 , Ag =14.7 , rx = 5.18 , ry = 1.96

$\frac{KL}{ry} = \frac{354.24}{1.96}$

$\frac{KL}{rx} = \frac{354.24}{5.18}$

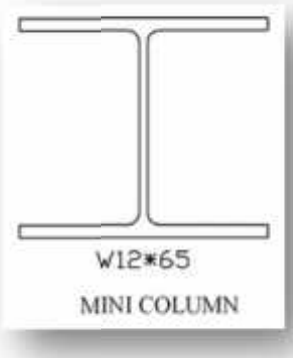
F_{cr}=8 ksi *from the chart*
*0.85 * 8 *14.7 = 99.96 ksi < 251.3 ksi not OK*

Select agreater profile *:*

*W 12 * 65 , Ag =19.1 , rx= 5.28 , ry = 3.02*

$\frac{KL}{rx} = \frac{354.24}{5.28}$

$\frac{KL}{ry} = \frac{354.24}{3.02}$



Fcr=19Ksi

*0.85*19*19.1 > 251.3*
308.46 > 251.3 OK

- ***Check local plate buckling :-***

$$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{6.}{0.6}$$

$$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{9.5}{0.3}$$

No local plate buckling

$$\gamma_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{}{\pi^2}}$$

$$\gamma_c = 117 * \sqrt{}$$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\gamma c^2}$$

$$Fcr \frac{0.877}{1.54^2} * 50 = 18.33Ksi$$

$$\Phi Pn \geq Pu$$

*0.85*19.1*18.3>251.3*
297.1Ksi > 251.3 Ksi …….. OK

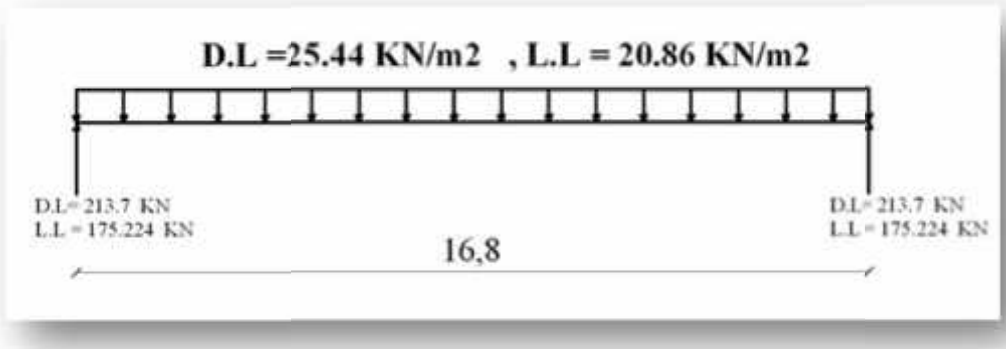
Design steel column (02) in maximum position :-

Material :-

Fy steel =50Ksi

Load in story (right position) :-

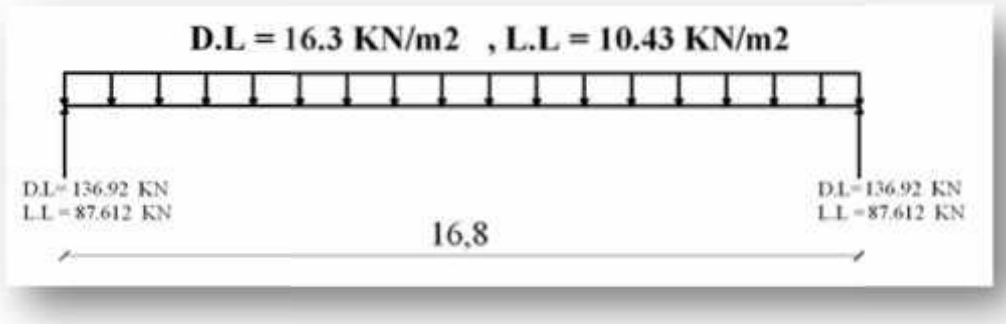
Dead load in story =25.44KN
Live load in story =20.86 KN



Dead Load on each steel column =(25.44*16.8)/2 = 213.7 KN
Live load on each steel column =(20.86*16.8)/2 = 175.224 KN
PU in one story = 1.2*213.7 + 1.6 *175.224 = 536.78 KN
PU in two story = 2* 536.78 =1073.56 KN

Load in roof story (right position) :-

Dead load in roof story =16.3 KN
Live load in roof story =10.43 KN

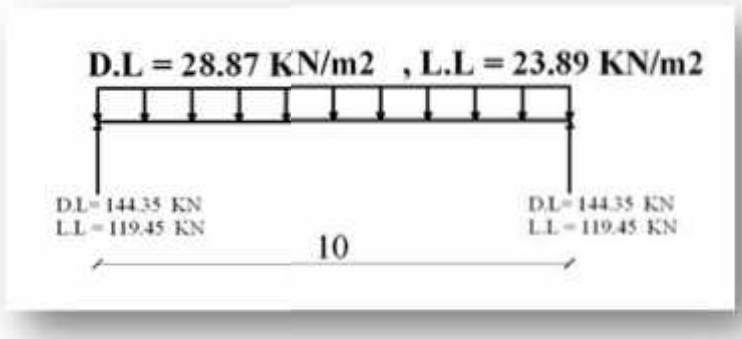


Dead Load on each steel column =(16.3*16.8)/2 = 136.92 KN
Live load on each steel column =(10.43*16.8)/2 = 87.612 KN
PU in one story = 1.2*136.92 + 1.6 *87.612 = 304.48 KN
Total load on steel column =1073.56 +304.48 = 1378 KN

Total load right in Kips = 1378 *0.224 =308.68 Kips

Load in story (left position) :-

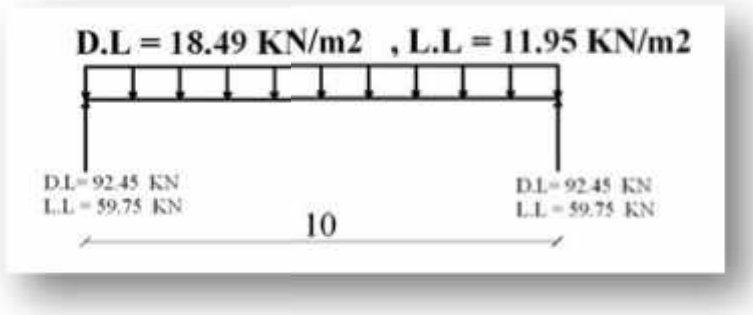
Dead load in story =28.87 KN
Live load in story =23.89 KN



Dead Load on each steel column =(28.87*10)/2 = 144.35 KN
Live load on each steel column =(23.89*10)/2 = 119.5 KN
PU in one story = 1.2*144.35 + 1.6 *119.5 = 364.34 KN
PU in two story = 2* 364.34 =728.68 KN

Load in roof story (left position) :-

Dead load in roof story =18.49 KN
Live load in roof story =11.95 KN



Dead Load on each steel column =(18.49*10)/2 = 92.45 KN
Live load on each steel column =(11.95*10)/2 = 59.75 KN
PU in one story = 1.2*92.45 + 1.6 *59.75 = 206.54 KN
Total load on steel column =728.68 +206.54 = 935.22 KN

Total load left in Kips = 935.22 *0.224 =209.48 Kips

Total load left & right = 209.48 + 308.68 = 518.16 Kip

- **Effective length :-**

Kx * Lx =1*29.52 * 12 =354.24 in
Ky*Ly =1*29.52*12 =354.24 in

- **Slender ratio :-**

$m = \frac{KL}{r} = 110$

Fcr =22 ksi

- ***select*** Ag_{req} :-

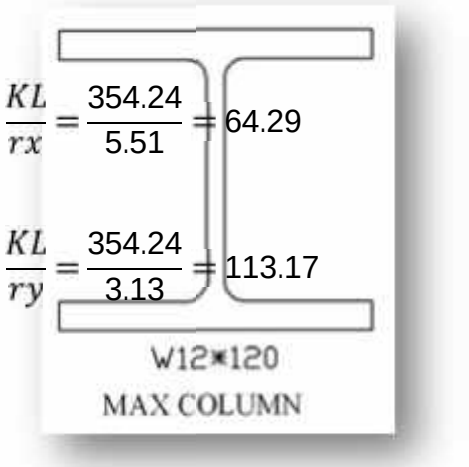
$\Phi Pn \geq Pu$

0.85 * 22 * $Ag \geq 518.16$

$Ag = 27.7 in^2$

- **Select the profile :-**

W 12*120 , Ag =35.3 , rx = 5.51 , ry = 3.13



Fcr = 21 Ksi

$\Phi Pn \geq Pu$

0.85 * 21 *35.3 ≥518.16

630 ≥ 518.16 OK

- ***Check local plate buckling :-***

$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{6.1}{0.9}$

$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{9.5}{0.7}$

No local plate buckling

$\gamma_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{}{\pi^2}}$

$\gamma_c = 113.17$

$F_{cr} = 0.658^{\gamma}$

$\Phi Pn \geq Pu$

$0.85 * 19.7 *$

591.1 ksi > 518.16 ksi OK

Design of plate under steel column :-

Load on column in story (right position) :-

Dead load in story =25.44KN
Live load in story =20.86 KN
Dead Load on each steel column =(25.44*16.8)/2 = 213.7 KN
Live load on each steel column =(20.86*16.8)/2 = 175.224 KN
PU in one story = 1.2*213.7 + 1.6 *175.224 = 536.78 KN
PU in two story = 2* 536.78 =1073.56 KN

Load on column in roof story (right position) :-

Dead load in roof story =16.3 KN
Live load in roof story =10.43 KN
Dead Load on each steel column =(16.3*16.8)/2 = 136.92 KN
Live load on each steel column =(10.43*16.8)/2 = 87.612 KN
PU in one story = 1.2*136.92 + 1.6 *87.612 = 304.48 KN

Total load right on steel column =1073.56 +304.48 = 1378 KN

Load on column in story (left position) :-

Dead load in story =28.87 KN
Live load in story =23.89 KN

Dead Load on each steel column =(28.87*10)/2 = 144.35 KN
Live load on each steel column =(23.89*10)/2 = 119.5 KN
PU in one story = 1.2*144.35 + 1.6 *119.5 = 364.34 KN
PU in two story = 2* 364.34 =728.68 KN

Load on column in roof story (left position) :-

Dead load in roof story =18.49 KN
Live load in roof story =11.95 KN
Dead Load on each steel column =(18.49*10)/2 = 92.45 KN
Live load on each steel column =(11.95*10)/2 = 59.75 KN
PU in one story = 1.2*92.45 + 1.6 *59.75 = 206.54 KN
Total load left on steel column =728.68 +206.54 = 935.22 KN

Total load left & right = 1378.1 + 935.22 = 2313.3 KN

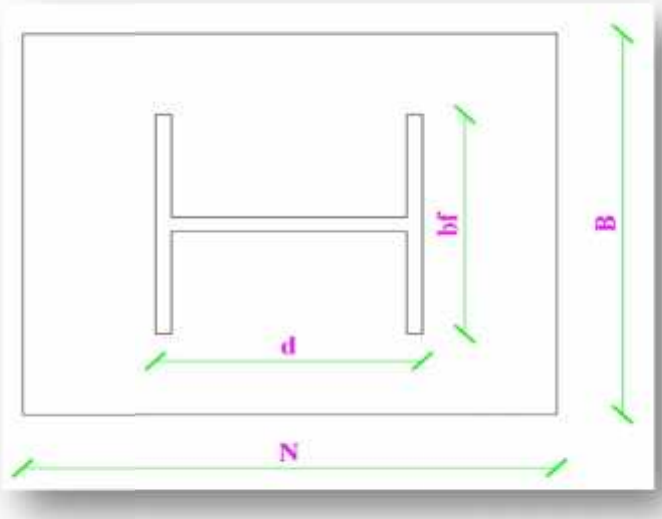
$$fp = 0.85 * fc' * \frac{\overline{A_2}}{A_1} * \Phi_c$$

$\Phi_C = 0.6$, is the strength reduction factor

$$\frac{\overline{A_2}}{A_1} = 1 \ , \ and \ \frac{\overline{A_2}}{A_1} \leq 2$$

$$fp = 0.85 * 24 * 1 * 0.6 = 12.24\ MN = 12240\ KN$$

$$A_1 = \frac{PU}{fp} = \frac{2313.3}{12240} = 0.189\ m^2$$



- **the lengh N: –**

$N = \sqrt{A_1} + \Delta\,, \qquad N \geq d$

□=0.5(0.95*d – 0.8*bf)
d=13.12 in = 33.3 cm
bf=12.32 in =31.3 cm

□=0.5(0.95*33.3 - 0.8 *31.3) =3.29 cm = 0.0329 m
N=$\sqrt{A_1}$+□ =$\sqrt{0.189}$ + 0.0329 =0.468 = 46.8 cm

- **The length B :-**

$B = \frac{A_1}{N} = \frac{0.189}{0.468} = 0.404\ m = 40.4\ cm$

- **Determine the thickness of plate :-**

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{0.468 - 0.95 * 0.333}{2} = 0.0758$$

$$n = \frac{B - 0.8 * bf}{2} = \frac{0.8 - 0.8 * 0.313}{2} = 0.768$$

$$n' = \frac{d * bf}{4} = \frac{\sqrt{0.333 * 0.313}}{4} = 0.0807$$

$$x = \frac{4 * d * bf}{d + bf^{2}} * \frac{pu}{\Phi_c * 0.85 * fc' * A_1}$$

$$= \frac{4*0.333*0.313}{(0.333+0.313)^2} * \frac{2313.3}{0.6*0.85*24000*0.189} = 0.998$$

$$y = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - x}} = \frac{2\sqrt{0.998}}{1 + \sqrt{1 - .998}} = 1.9 \quad , \quad y \leq 1$$

take $y = 1$

$$tp = m * \sqrt{\frac{2 * pu}{0.9 * fy * B * N}} = 0.0758 * \sqrt{\frac{2 * 3.3133}{0.9 * 344.75 * 0.404 * 0.468}}$$

$$= 0.0212\, m = 21.2\, mm$$

$$tp = n * \sqrt{\frac{2 * pu}{0.9 * fy * B * N}} = 0.0768 * \sqrt{\frac{2 * 3.3133}{0.9 * 344.75 * 0.404 * 0.468}}$$

$$= 0.0215\, m = 21.5\, mm$$

$$tp = \gamma * n' * \sqrt{\frac{2 * pu}{0.9 * fy * B * N}} = 1 * 0.0807 * \sqrt{\frac{2 * 3.3133}{0.9 * 344.75 * 0.404 * 0.468}}$$

$$= 0.0226m = 22.6\, mm$$ …….. Controlled

- Select plate (450*450*25)mm
  Material fy= 50 ksi

Design of connection plate between composite beam & column :-

Material :- fy_{plate} = 50 ksi , fu_{plate} = 65 ksi
fu_{bolt} = 100 ksi
fy_{weld} = 60 ksi

Design of shear for one bolt :-

ΦRn = 0.65 * 0.45 * fu bolt * Ab * m

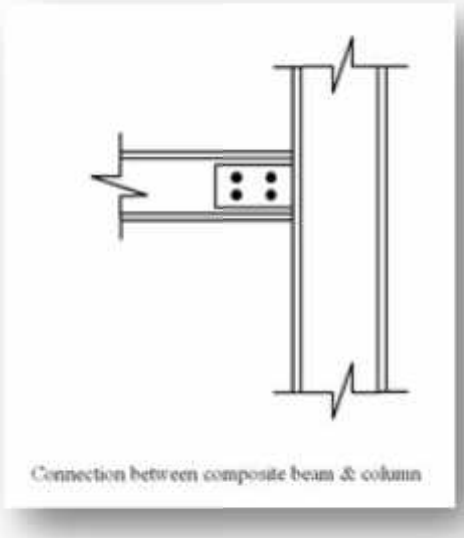
=0.65 * 0.45 * 100 * $\frac{(\frac{7}{8})^2 * \pi}{4}$ * 2 =35.16 kip ……. Controlled

Design of shear for bearing :-

ΦRn = 0.75 * 2.4 * fu plate * t * db
= 0.75 * 2.4 *65 *6/8 * 7/8 = 76.7

# of bolt required = $\frac{pu}{\Phi Rn} = \frac{120.24}{35.16} = 3.42$

Take 4 bolts



Connection between composite beam & column

Design of spacing :-

L min = $\frac{pu\ for\ one\ bolt}{\Phi Fut}$, $pu = \frac{120.24}{4}$ = 30 kip

L min = $\frac{30}{0.75*65*0.63} = 0.97^{\backslash\backslash}$

Edge spacing L ≥ $0.97^{\backslash\backslash}$
≥ 1.5 * db = 1.5 * 7/8 = $1.13^{\backslash\backslash}$

Take edge spacing = $2^{\backslash\backslash}$

L < L max = $6^{\backslash\backslash}$

≤ 12 * t = 12 * 0.63 = 7.52\\
L = 2\\ < L max ……. OK

Center to center spacing :-

L ≥ 0.97\\
≥ 3* db = 3* 7/8 = 2.6\\
Take L = 3\\

Design of weld :-

Assume t = $\frac{3}{8}$\\ , a min = $\frac{3}{16}$\\

a max = 3/8 – 3/16 = 5/16 , select a = 4/16
a ≤ 3/8 , te = a

ΦRn base = 0.75 * t * 0.6 * fy
= 0.75 * 3/8 * 0.6 * 50 *2 =16.875 kip

ΦRn weld = 0.75 * te * 0.6 * fu
= 0.75 * 4/16 * 0.6 * 60 * 2 = 13.5 kip ……. Controlled

L= 120.24 / 13.5 = 8.9\\ , take L = 9\\
L min = 4 * 4/16 = 1\\ < 9\\ ……. OK
2.54 * 9\\ = 22.8 cm
Weld req for one side = 12 cm , take weld = 18 cm

Design of bracing system in minimum position :-

α = tan^{-1} $\frac{4}{5}$ = 38.6
Tx =161.5 * cos 38.6 = 126 kip
Ty = 161.5 * sin 38.6 =100 kip
Material :- fy =50 ksi , fu = 65 ksi
Assume t = 0.5\\
From table 5.11.1 , a min = 0.25\\ , a max = 8/16 – 1/16 = 7/16

Select a = 6/16
te =0.707 * 6/16 +0.11 = 0.375
ΦRn base = 0.75 * t * 0.6 * fy
= 0.75 * 0.5 * 0.6 *50 = 11.25 kip
ΦRn weld = 0.75 * te * 0.6 * fu
= 0.75 * 0.375 * 0.6 * 60 = 10.125 kip …….. controlled

$L = \frac{126}{10.125} = 12.4^{\backslash\backslash}$, 12.4 * 2.54 = 31.6 cm

Select L For weld = 32 cm in both side , 16 cm foe one side

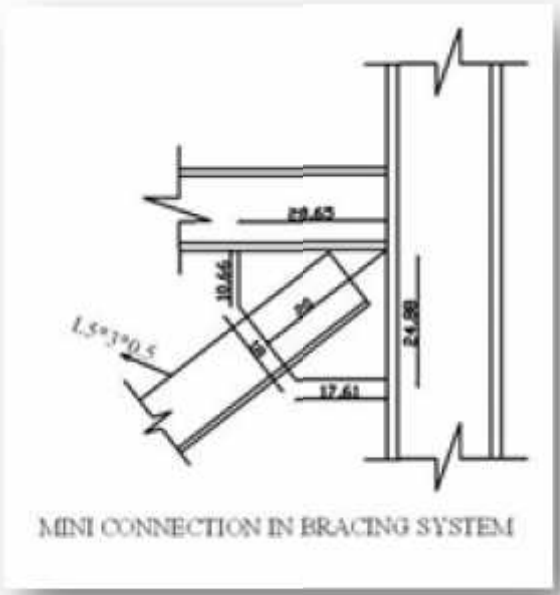
$L = \frac{100}{10.125} = 9.87^{\backslash\backslash}$, 9.87 * 2.54 = 25 cm

Select L For weld = 25 cm in both side , 13 cm foe one side

L min = 4* 6/16 = $1.5^{\backslash\backslash}$, $1.5^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 3.81 cm …….. OK

Dsign of plate in bracing system :-

Material :- fy = 50 ksi , fu = 65 ksi
Φ* Tn ≥ Tu
0.9 * 50 *Ag ≥ 161.5
Ag = 3.58
Assume t = $0.5^{\backslash\backslash}$
L = Ag / t = 3.58 / 0.5 = 7.17 in
L = $7.17^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 18 cm



MINI CONNECTION IN BRACING SYSTEM

Design of tention member :-

Material :- fy =50 ksi , fu = 65 ksi
Yielding limit state :-
Φ* Tn ≥ Tu
Φ * fy*Ag ≥ Tu
0.9 * 50 *Ag ≥ 161.5
Ag = 3.58

Stiffness limit state :-

L/r ≥ 300

$L=\sqrt{5^2+4^2}$ = 6.4 , 6.4 * 3.28 *12 = 252

$\frac{252}{300} = 0.84$

Select profile L $(5 * 3 * 0.5)^{\backslash\backslash}$, Ag = 3.75

R = 1.65 ≥ .84 …… OK

Design of weld between tention member and plate :-

a min = 0.25 (5.11.1)

t = 0.5 ≥ 0.25 , a max = 8/16 – 1/16 = 7/16

select a = 6/16 , te = 0.375

ΦRn base = 0.75 * t * 0.6 * fy

= 0.75 * 0.5 * 0.6 *50 = 11.25 kip

ΦRn weld = 0.75 * te * 0.6 * fu

= 0.75 * 0.375 * 0.6 * 60 = 10.125 kip …….. controlled

$L = \frac{161.5}{10.125} = 15.9^{\backslash\backslash}$, 15.9 * 2.54 = 40.4 cm

Select L For weld = 41 cm in both side , 20.5 cm foe one side

L min = 4* 6/16 = $1.5^{\backslash\backslash}$, $1.5^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 3.81 cm

L return = 2* 6/16 = $0.75^{\backslash\backslash}$, $0.75^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 1.9 cm …….. OK

Design of bracing system in Maximum position :-

$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{9}{2.5}\right) = 74.4$

Tx =531 * cos 74.4 = 141.2 kip

Ty = 531 * sin 74.4 = 511 kip

Material :- fy =50 ksi , fu = 65 ksi

Assume t = $1^{\backslash\backslash}$

From table 5.11.1 , a min = $0.25^{\backslash\backslash}$, a max = 16/16 – 1/16 = 15/16

Select a = 14/16

te =0.707 * 14/16 +0.11 = $0.728^{\backslash\backslash}$

ΦRn base = 0.75 * t * 0.6 * fy
= 0.75 * 1 * 0.6 *50 = 22.5 kip

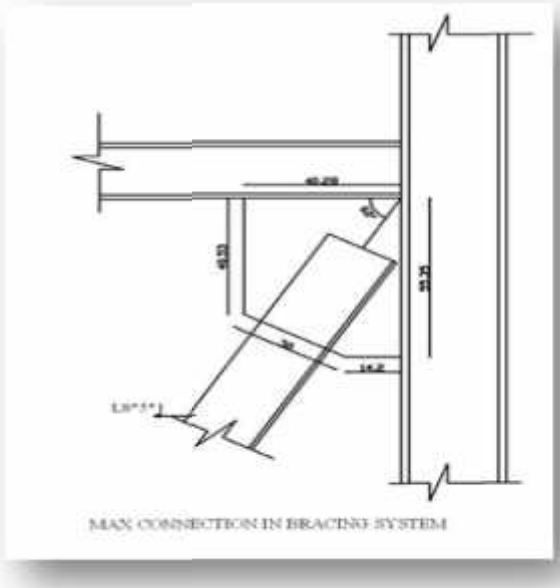
ΦRn weld = 0.75 * te * 0.6 * fu
= 0.75 * 0.728 * 0.6 * 60 = 19.6 kip …….. controlled

L = $\frac{511}{19.6} = 26.2^{\backslash\backslash}$, 26.2 * 2.54 = 68 cm

Select L For weld = 68cm in both side , 34 cm foe one side
L min = 4* 14/16 = $3.5^{\backslash\backslash}$, $3.5^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 8.89 cm
34 > 8.89 …….. OK

L = $\frac{141.1}{19.6} = 7.2^{\backslash\backslash}$, 7.2 * 2.54 = 18.2 cm

Select L For weld = 19 cm in both side , 9.5 cm for one side
L min = 4* 14/16 = $3.5^{\backslash\backslash}$, $3.5^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 8.89 cm
9.5 > 8.89 …….. OK



Dsign of plate in bracing system :-

Material :- fy = 50 ksi , fu = 65 ksi

Φ* Tn ≥ Tu
0.9 * 50 *Ag ≥ 531
Ag = 11.8
Assume t = $1^{\backslash\backslash}$
L = Ag / t = 11.8 / 1 =11.8 in
L = $11.8^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 30 cm

Design of tention member :-

Material :- fy =50 ksi , fu = 65 ksi

Yielding limit state :-

$\Phi^* Tn \geq Tu$
$\Phi * fy * Ag \geq Tu$
$0.9 * 50 * Ag \geq 531$

$Ag = 11.8$

Stiffness limit state :-

$L/r \geq 300$

$L = \sqrt{9^2 + 2.5^2} = 9.3''$, $9.3'' * 3.28 * 12 = 367''$

$r = \frac{367}{300} = 1.35$

Select profile $L\ (8 * 5 * 1)''$, $Ag = 13$
$r = 2.49 \geq 1.35$ ..... OK

Design of weld between tention member and plate :-

a min = 0.25 (5.11.1)
t = 1 ≥ 0.25 , a max = 16/16 – 1/16 = 15/16
select a = 14/16 , te = 0.375
te = 0.707*a +0.11 = 0.707 * 14/16 + 0.11 = 0.728

ΦRn base = 0.75 * t * 0.6 * fy
= 0.75 * 1 * 0.6 *50 = 22.5 kip

ΦRn weld = 0.75 * te * 0.6 * fu
= 0.75 * 0.728 * 0.6 * 60 = 19.6 kip ..... controlled

$L = \frac{531}{19.6} = 27.1''$, 27.1 * 2.54 = 68.8 cm

Select L For weld = 70 cm in both side , 35 cm foe one side

L min = 4* 14/16 = 3.5\\ , 3.5\\ * 2.54 = 8.9 cm
L return = 2* 14/16 = 1.75\\ , 1.75\\ * 2.54 = 1.9 cm …….. OK

Design horizontal profile in bracing system (maximum) :-

Total load in Kips = 1125 *0.224 =252 Kips

- **Effective length :-**

K * L =5*3.28 * 12 =196.8 in

- **Slender ratio :-**

$m = \frac{KL}{r} = 100$

Fcr =22 ksi

- $\boldsymbol{select\ Ag_{req}}$:-

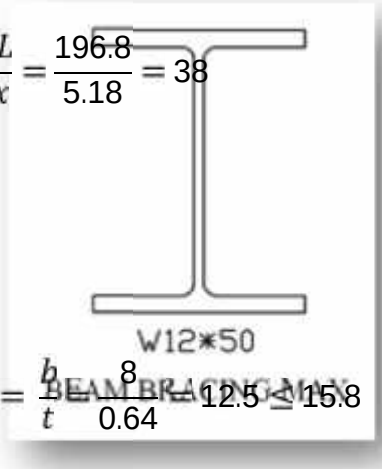
$\Phi Pn \geq Pu$

Φ*Fcr*Ag ≥ Pu
0.85 * 22 * Ag ≥251.3
Ag = 13.43 in^2

- **Select the profile :-**

W 12*50 , Ag =14.7 , rx = 5.18 , ry = 1.96
$\frac{KL}{ry} = \frac{196.8}{1.96} = 100.4$

$\frac{KL}{rx} = \frac{196.8}{5.18} = 38$



F_{cr}=22 ksi from the chart
0.85 * 22 *14.7 = 274.9 ksi > 251.3 ksi OK

- ***Check local plate buckling :-***

$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{8}{0.64} = 12.5 \leq 15.8$

$$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{9.}{0.3}$$

No local plate buckling

Design horizontal profile in bracing system(minimum) :-

Total load in Kips = 634 *0.224 =142 Kips

- **Effective length :-**

K * L =2.6*3.28 * 12 =102 in

- **Slender ratio :-**

$$m = \frac{KL}{r} = 100$$

Fcr =22 ksi

- $select\ Ag_{req}$:-

$$\Phi Pn \geq Pu$$

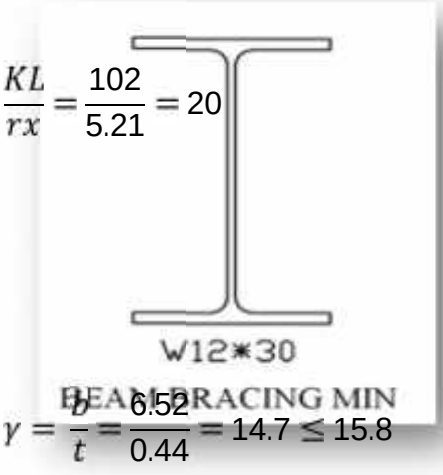
Φ*Fcr*Ag ≥ Pu
0.85 * 22 * Ag ≥142
Ag = 7.6 in^2

- **Select the profile :-**

W 12*30 , Ag =8.79 , rx = 5.21 , ry = 1.52

$$\frac{KL}{ry} = \frac{102}{1.52} = 67.3$$

$$\frac{KL}{rx} = \frac{102}{5.21} = 20$$



F_{cr}=28 ksi *from the chart*
*0.85 * 28 *8.79 = 209.2 ksi > 142 ksi OK*

- ***Check local plate buckling :-***

$$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{6.52}{0.44} = 14.7 \leq 15.8$$

$\gamma = \frac{b}{t} = \frac{10.5}{0.2}$

No local plate buckling

Design of weld between steel column and steel plate :-

Aw = aw * εLw
Hu = 1125 KN

Column profile : W (12 * 65)

Design of weld :-

a = $1^{\backslash\backslash}$ ≥ a min
a max = a – 1/16 = 16/16 – 1/16 = 15/16 in , select a = 14/16 in
te = 0.707 * 14/16 + 0.11 = $0.728^{\backslash\backslash}$

ΦRn base = 0.75 * t * 0.6 * fy
= 0.75 * 1 * 0.6 *50 = 22.5 kip

ΦRn weld = 0.75 * te * 0.6 * fu
= 0.75 * 0.728 * 0.6 * 60 = 19.6 kip …….. controlled

L req = $\frac{1125*0.224}{19.6} = 12.8^{\backslash\backslash}$, $12.8^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 32.5 cm

L available = 12 *2 + (12 -2 *t)*2 = 24 + (12 – 2*0.39)*2 = $46.44^{\backslash\backslash}$
L available = $46.44^{\backslash\backslash}$ = 118 cm ≥ L req =32.5 cm …… OK

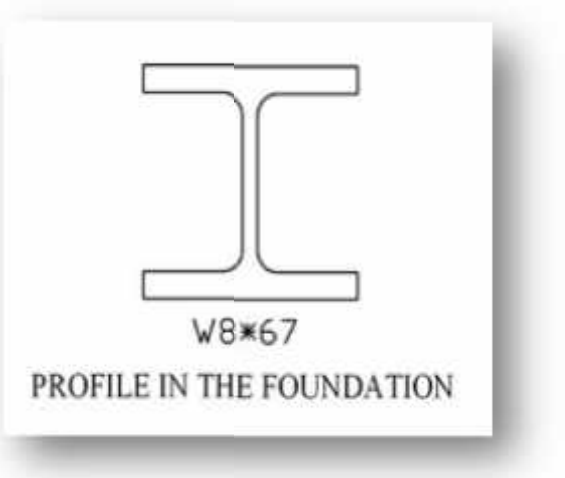
Design of profile in the foundation:-

Vu max = 126 kip
Mu max = 126 *(0.15*3.28) = 61.9 kip . ft

Assume compact section :-

ΦMn ≥ Mu
Φ*fy*Zx ≥ Mu
0.9 * 50 * Zx req ≥ 61.9
Zx req = 1.377

Select a profile = W(8 * 67) Zx for this profile = 70.2 > Zx req = 1.377 , OK



PROFILE IN THE FOUNDATION

Check local plate buckling :-

$\gamma_f = \frac{bf}{2*tf} = 4.4$, from chart

$\gamma_f = 4.4 < \gamma_r = 22.3$, OK
NO local plate bucling at M < Mp (plastic hinge)

$\gamma_w = \frac{h}{tw} = \frac{6.125}{0.57} = 10.75$

$\gamma_w = 10.75 < \gamma_p = 90.5$, OK
No local plate buckling at web at M < Mp (plastic hinge)
Now compact section is correct

Design of shear :-

Φ Vn ≥ Vu
0.9* 0.6 * fy * d* tw ≥ Vu
0.9 * 0.6* 50 * 9 * 0.57 ≥ 126
138.51 > 126 , OK

Check shear local plate buckling :-

$\gamma = \frac{h}{tw} = \frac{6.125}{0.57} = 10.75 < \gamma$ limit = 57.1

No local plate buckling at $\tau < \tau y$

No limitation of deflection because no live load

Design of groove weld between plate under the column and the profile in the foundation:-

Design of the shear groove weld :-

te = tw = 0.570 , tw : web thickness of profile

ΦRn base = 0.9 * te * 0.6 * fy

= 0.9 * 0.57 * 0.6 *50 = 15.39 kip …….. controlled

ΦRn weld = 0.8 * te * 0.6 * fu

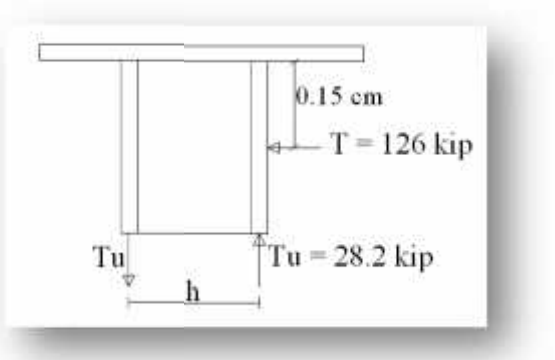
= 0.8 * 0.57 * 0.6 * 60 = 16.41 kip

L req = $\frac{126}{15.39} = 8.18''$, $8.18'' * 2.54 = 20.57$cm

L available from profile W(8*67) :-

L available = d of profile = 9 in = 22.86 cm

L available = 22.86cm > L req =20.57 cm



Design of the tention groove weld :-

$Tu = \frac{MU}{h} = \frac{84.375}{0.204*3.28} = 126$ KN. m

Tu = 126 * 0.224 = 28.2 kip

te = tw = 0.935 , tw : flange thickness of profile

ΦRn base = 0.9 * te * 0.6 * fy

= 0.9 * 0.935 * 0.6 *50 = 25.245 kip …….. controlled

ΦRn weld = 0.8 * te * 0.6 * fu

= 0.8 * 0.935 * 0.6 * 60 = 26.9 kip

L req = $\frac{28.2}{25.245} = 1.1^{\backslash\backslash}$, $1.1^{\backslash\backslash}$ * 2.54 = 2.83 cm

L available from profile W(8*67) :-

L available = bf of profile = 8.28 in = 21.0 cm

L available = 2.83cm > L req =21 cm

الفصـــــل الخامس

النتـــــــائج والتوصيـــــات

5

٥-١ النتـــــــــــــائج

٥-٢ التوصيـــــــــــــات

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.

٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.

٥. تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق عدا الطابق الكراج (٢) نظرا لطبيعة وشكل المنشأ.

كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لعقدة الطابق الكراج (٢) و لبيوت الدرج والمصاعد.

٦. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.

٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.

٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

جدول رقم (6)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600
	المكتبات	مستودعات الكتب	6.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب	2.500	4.500
		مع مستودع كتب	4.000	4.500

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.

٣. بلال أبو رجب، خالد العملة "**التصميم الإنشائي لمجمع تجاري**" مشروع تخرج، جامعة بوليتكنك فلسطين، الخليل ، فلسطين، ٢٠٠٧.

٤. واكد ، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ،٢٠٠١ م .

٥. موقع المملكة المعمارية ، **تصميم المراكز التجارية** . http://www.m3mare.com

6. ***BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-02) AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).***

7. **Uniform Building Code (UBC-97) .**

الملاحق